

INDICE GENERAL
DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA

TOMO	CONTENIDO	
TOMO 1		RESUMEN EJECUTIVO
TOMO 2	A	MEMORIA DESCRIPTIVA DEL DISEÑO DE INGENIERÍA
	A.1.	MEMORIA DESCRIPTIVA DE OBRAS CIVILES, DEL EQUIPAMIENTO DE SISTEMAS Y DEL EQUIPAMIENTO ELECTROMECAÁNICO
	A.2.	CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS OBRAS CIVILES Apéndice 1: Planos
	A.3.	TOPOGRAFÍA DEL PROYECTO Apéndice 1: Planos
TOMO 3	A.4.	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL PROYECTO Apéndice 1: Registro de sondeos mecánicos Apéndice 2: Registros de calcatas Apéndice 3: Ensayos de permeabilidad in situ Apéndice 4: Registros de la investigación geofísica
TOMO 4		Apéndice 5: Ensayos de laboratorio Apéndice 6: Cálculos analíticos de estabilidad en el frente Apéndice 7: Planos
TOMO 5	A.5.	TRAZO, DISEÑO GEOMÉTRICO Y SUPERESTRUCTURA DE VÍA DE LA LÍNEA PRINCIPAL
	A.5.1.	Diseño del Trazado Apéndice 1: Planos
	A.5.2.	Tipo de Superestructura de vía Apéndice 1: Planos
TOMO 6	A.5.3.	Parámetros de diseño y conservación de la vía férrea incluyendo sus tolerancias geométricas Apéndice 1: Planos
	A.5.4.	Estudio funcional de la superestructura de vía Apéndice :Simulaciones cinemáticas
	A.5.5.	Estudio de ruido y vibraciones Apéndice 1: Estudio de ruido y vibraciones secundario
	A.6.	TUNEL
	A.6.1.	Memoria descriptiva general de túneles Apéndice 1: Planos
	A.6.2.	Selección del diámetro del túnel Apéndice 1. Memoria de cálculo de gálibos UIC505 y determinación de gálibos Apéndice 2. Planos de secciones tipo Apéndice 3. Esquema de evacuación de emergencia
TOMO 7	A.6.3.	Excavación Métodos TBM y NATM en Línea Principal Apéndice 1. Planos
	A.6.4.	Memoria de Cálculo de las Estructuras Permanentes Apéndice 1. Modelización numérica para la comprobación del revestimiento primario Apéndice 2. Obtención de los esfuerzos en el revestimiento por métodos analíticos. Apéndice 3. Modelización numérica revestimiento definitivo Apéndice 4. Dimensionamiento del revestimiento definitivo del túnel de línea Apéndice 5. Dimensionamiento del revestimiento definitivo de cavernas
	A.6.5.	Selección de TBM
	A.6.6.	Pozos de ataque para TBM
	A.6.6.1.	Pozos de ataque para TBM Apéndice 1. Cálculo pozo de ataque Gambetta Apéndice 2. Cálculo pozo Extracción L2. Apéndice 3. Cálculo pozo extracción L4. Apéndice 4. Planos
TOMO 8	A.6.6.2.	Logística TBM Apéndice 1: Planos
	A.6.7.	Medidas de Protección de Edificios y Servicios Públicos. Apéndice 1: Cálculos de subsidancias de la L2 Apéndice 2: Cálculos de subsidancias de la L4 Apéndice 3. Planos
	A.6.8.	Sistema de Monitoreo y Auscultación. Apéndice 1: Planos
	A.6.9.	Excavación en trinchera (método Cut & Cover) Apéndice 1. Cálculos ramales Bocanegra Apéndice 2. Cálculos Terceras Vías Apéndice 3. Cálculos ramales Santa Anita Apéndice 4. Planos
TOMO 9	A.6.10.	Excavación en caverna Apéndice 1. Esfuerzos en el revestimiento por métodos analíticos Apéndice 2. Modelización numérica para la obtención de esfuerzos en el revestimiento definitivo

INDICE GENERAL
DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA

TOMO	CONTENIDO
	<p>Apéndice 3. Dimensionamiento del revestimiento definitivo de las cavemas</p> <p>Apéndice 4. Planos</p>
TOMO 10	<p>A.7. ESTACIONES DE PASAJEROS</p> <p>A.7.1. Memoria Descriptiva General por estación Apéndice 1: Planos definición funcional</p> <p>A.7.2. Arquitectura por tipología de estación. Apéndice 1: Planos. Estaciones tipo</p> <p>A.7.3. Excavación y tratamiento de consolidación por tipología Apéndice 1: Planos. Proceso constructivo estaciones</p>
TOMO 11	<p>A.7.4. Memoria de cálculo de las estructuras permanentes por tipología. Apéndice 1: Dimensionamiento estructural. Estaciones C&C Apéndice 2: Dimensionamiento estructural. Estaciones cavema Apéndice 3: Planos. Estructuras de estación.</p>
TOMO 12	<p>A.7.5. Accesibilidad del sistema y dimensionamiento de los andenes. Apéndice 1. Cálculos de evacuación Apéndice 2. Niveles de servicio de estaciones tipo Apéndice 3: Planos de rutas de evacuación</p> <p>A.7.6. Instalaciones ferroviarias en estación</p> <p>A.7.6.1. Sistema de alimentación eléctrica</p> <p>A.7.6.2. Sistema de las puertas de andén</p> <p>A.7.6.3. Sistema de control de pasajeros</p> <p>A.7.6.4. Sistema de telecomunicaciones</p> <p>A.7.6.5. Sistema de señalización</p> <p>A.7.6.6. Dimensionamiento de torniquetes</p>
TOMO 13	<p>A.7.7. Simulaciones del flujo de pasajeros Apéndice 1. Cálculos de Evacuación Apéndice 2. Informes de simulación</p> <p>A.7.8. Instalaciones no ferroviarias o equipamiento electromecánico por tipología de estación</p> <p>A.7.8.1. Instalaciones no ferroviarias.</p> <p>A.7.8.2. Hidrología y drenaje Apéndice 1: Planos</p> <p>A.8. INTEGRACIÓN FÍSICA E INSERCIÓN URBANA</p> <p>A.8. Memoria descriptiva de Integración física e inserción urbana Apéndice 1: Matriz de alteración del entorno urbano</p> <p>A.8.1. Estaciones Línea 2 Apéndice 1: Planos de inserción urbana. L-2</p> <p>A.8.2. Estaciones Línea 4 Apéndice 1: Planos de inserción urbana. L-4</p>
TOMO 14	<p>A.8.3. Soluciones de ingeniería</p> <p>A.8.4. Pozos de Ventilación y/o Salidas de Emergencia Línea 2</p> <p>A.8.5. Pozos de Ventilación y/o Salidas de Emergencia Ramal Av. Faucett- Av. Gambetta Línea 4</p> <p>A.8.6. Patios talleres (Santa Anita y Bocanegra) Apéndice 1: Planos</p> <p>A.9. PATIOS TALLERES Y POZOS DE VENTILACIÓN Y/O SALIDAS DE EMERGENCIA</p> <p>A.9.1. Memoria descriptiva general</p> <p>A.9.2. Diseño funcional y dimensionamiento de los patios taller Apéndice 1: Equipos Apéndice 2: Planos generales</p>
TOMO 15	<p>A.9.3. Arquitectura de los Patios Talleres y Pozos de Ventilación y/o salidas de emergencia</p> <p>A.9.3.1. Arquitectura de los Patios Taller. Apéndice 1: Planos</p> <p>A.9.3.2. Arquitectura de los Pozos de ventilación y salidas de emergencia Apéndice 1: Planos definición geométrica</p> <p>A.9.4. Estructuras de los Patios Talleres y Pozos de Ventilación y/o Salidas de Emergencia</p> <p>A.9.4.1. Estructuras de los Patios Taller. Apéndice 1: Planos de edificios y nave taller</p> <p>A.9.4.2. Estructuras de los Pozos de ventilación y emergencia Apéndice 1: Planos de estructuras y procedimientos constructivos</p>
	<p>A.9.5. Memoria de Cálculo para las Estructuras Permanentes</p> <p>A.9.5.1. Memoria de Cálculo para las Estructuras Permanentes. Patios taller</p> <p>A.9.5.2. Memoria de Cálculo para las Estructuras Permanentes. Pozos Apéndice 1: Pozos laterales sin presencia de nivel freático Apéndice 2: Pozos cenitales sin presencia de nivel freático Apéndice 3: Pozo cenital tramo túnel TMB en presencia de nivel freático</p> <p>A.9.6. Esquema ferroviario y Diseño de la superestructura de vía férrea, alimentación y señalización de los Patios talleres</p> <p>A.9.6.1. Esquema ferroviario y superestructura de vía de los patios talleres</p>

INDICE GENERAL
DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA

TOMO	CONTENIDO
TOMO 16	<p>Apéndice 1: Planos</p> <p>A.9.6.2. Esquema alimentación eléctrica de los patios talleres.</p> <p>A.9.6.3. Esquema ferroviario y Señalización de los patios talleres.</p> <p>A.9.7. Instalaciones no ferroviarias de patios taller y pozos de ventilación y emergencia</p> <p>A.10. DESVÍOS</p> <p>Apéndice 1: Planos macrodesvíos</p>
	<p>B</p> <p>DISEÑO, SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE EQUIPOS Y MATERIALES</p> <p>B1</p> <p>Equipos y materiales para el proyecto, las obras civiles y el equipamiento</p> <p><u>Equipos</u></p> <p>B.1.a.1 Selección de procedencia y tecnología</p> <p>B.1.a.2 Seguridad, oportunidad y optimización</p> <p>B.1.a.3 Gestiones y ruta crítica</p> <p>Gestiones. Transporte a pie de obra</p> <p>Gestiones. Importación</p> <p>Gestiones. Requerimientos de montaje y desmontaje</p> <p>Ruta crítica.Cronograma de suministro</p> <p><u>Materiales</u></p> <p>B.1.b.1 Selección de procedencia y tecnología</p> <p>B.1.b.2 Seguridad, oportunidad y optimización</p> <p>B.1.b.3 Gestiones y ruta crítica</p> <p>Gestiones. Transporte a pie de obra</p> <p>Gestiones. Importación</p> <p>Gestiones. Acopios</p> <p>Ruta crítica.Cronograma de suministro</p>
TOMO 17	<p>C</p> <p>DISEÑO, SUMINISTRO E INSTALACIÓN DEL EQUIPAMIENTO DE SISTEMA Y DEL EQUIPAMIENTO ELECTROMECAÁNICO</p> <p>C.1</p> <p>INSTALACIONES FERROVIARIAS</p> <p>C.1.1. Diseño, suministro e instalación de la superestructura de vía</p> <p>Apéndice 1: Planos</p> <p>C.1.2. Instalaciones ferroviarias</p> <p><u>Diseño</u></p> <p>C.1.2.1 Señalización y control</p> <p>C.1.2.2 Puertas de andén</p> <p>C.1.2.3 Mando y control centralizado</p> <p>C.1.2.3.1 SCADA-DWH</p> <p>C.1.2.3.2 IWS</p> <p>C.1.2.3.3 Servica Availability</p> <p>C.1.2.4 Control de pasajeros</p> <p>C.1.2.5 Sistema de Alimentación</p> <p>C.1.2.6 Sistema de tracción eléctrica</p> <p>C.1.2.7 Sistemas de telecomunicaciones</p> <p>C.1.2.7.1 Subsistema de Radiocomunicaciones (radio tierra-tren)</p> <p>C.1.2.7.2 Subsistema de Video Vigilancia</p> <p>C.1.2.7.3 Subsistema de Relojería</p> <p>C.1.2.7.4 Subsistema de Paneles de Indicación (SPI)</p> <p>C.1.2.7.5 Subsistema de Difusión Sonora</p> <p>C.1.2.7.6 Subsistema de Comunicación Primaria</p> <p>C.1.2.7.7 Subsistema de Telefonía Automática de Servicio</p> <p>C.1.2.7.8 Subsistema de Telefonía de Emergencia y de Interfonía</p> <p>C.1.2.7.9 Subsistema Data Communication System (DCS)</p> <p>C.1.2.7.10 Subsistema Integrated Communication Control System (ICCS)</p> <p>C.1.2.7.11 Fleet Data Collector</p> <p>C.1.2.7.12 Subsistema de a bordo</p> <p>C.1.2.8 Puesto Central de comando y control</p> <p>C.1.2.9 PLAN PRELIMINAR DE RAMS DEL SISTEMA</p> <p><u>Suministro e instalación</u></p> <p>C.1.2.10 Suministro e instalación</p>
TOMO 18	<p>C.2</p> <p>INSTALACIONES NO FERROVIARIAS</p> <p>C.2.1. Diseño de las instalaciones no ferroviarias</p> <p>Apéndice 1: Cálculos</p>
TOMO 19	Apéndice 1: Cálculos
TOMO 20	Apéndice 1: Cálculos
TOMO 21	Apéndice 1: Cálculos Apéndice 2: Planos
TOMO 22	Apéndice 2: Planos

INDICE GENERAL
DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA

TOMO	CONTENIDO	
TOMO 22	C.2.2.	Suministro e instalación
TOMO 23	D	DISEÑO, FABRICACIÓN Y PRUEBAS DEL MATERIAL RODANTE
	D1	DISEÑO, FABRICACIÓN, PRUEBAS DE ACEPTACIÓN EN FABRICA, TRANSPORTE, ENSAMBLE Y ACOPLE, PRUEBAS DE PUESTA EN MARCHA E INTEGRACIÓN DEL MATERIAL RODANTE
	D.1.1.	Configuración del tren
	D.1.2.	Vida útil de los trenes y ciclos de servicio.
	D.1.3.	Gálibo
	D.1.4.	Capacidad de transporte del tren
	D.1.5.	Características de los trenes
	D.1.6.	Prestaciones de los trenes
	D.1.7.	Sistema de diagnóstico y transmisión de fallas de los trenes al Puesto Central de Operaciones.
	D.1.8.	Sistema de señalización y comunicación
	D.1.9.	Salidas de emergencia del tren
	D.1.10.	Composición estructural de las cajas
D.1.11.	Cronograma de suministro del Material Rodante para Primera Etapa A, Primera Etapa B y Segunda Etapa del Proyecto Design Book	
TOMO 24	E	METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO
	E.1.	METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES, PROVISION DE MATERIAL RODANTE, DE LA OPERACIÓN PARA EL DESARROLLO DEL CONTRATO Y RELACIÓN DE REPUESTOS ESTRATÉGICOS Y CRÍTICOS
	E.1.a	Memoria descriptiva
	E.1.a.1	Plan de construcción de las obras civiles Metodología constructiva de las obras civiles Informe técnico del procedimiento de construcción de túneles Metodología constructiva con tuneladora Estrategia del uso de tuneladoras.Planta de dovelas
	E.1.a.2	Relación de repuestos estratégicos y críticos
	E.1.b	Procedimiento de construcción para los túneles y la planta de dovelas
	E.1.c	Listado de equipos y herramientas especiales
	E.1.d	Diagrama espacio-tiempo del desarrollo del proyecto
	E.2	RELACIÓN DE REPUESTOS ESTRATÉGICOS Y CRÍTICOS
	E.3	LA PROVISIÓN DEL MATERIAL RODANTE Y OPERACIÓN
TOMO 25	F	ORGANIZACIÓN DEL EQUIPO DE TRABAJO EN LAS DISTINTAS FASES DEL PROYECTO
	F.1.	Organización del equipo de trabajo en las distintas fases del proyecto
	G	CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
	G.1.	CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
	H	PROPUESTA DE OPERACIÓN DEL PROYECTO
	H.1	PROPUESTA DEL MODELO DE EXPLOTACIÓN POR BUCLES
	H.2	TIEMPO DE VIAJE PROPUESTO
	H.3	CAPACIDAD DE TRANSPORTE DEL SISTEMA EN PASAJEROS POR HORA POR DIRECCIÓN
	H.4	FRECUENCIAS DE SERVICIO
	H.5	PROPUESTA DE NIVELES DE SERVICIO POR CADA ETAPA
	H.6	FLEXIBILIDAD EN LA OPERACIÓN
	H.7	PLAN DE ENTRENAMIENTO Y CAPACITACIÓN DEL PERSONAL
	H.8	PROPUESTA DE ORGANIZACIÓN DEL PERSONAL DE LA CONCESIÓN
	H.9	DISTRIBUCIÓN Y CONSUMO ENERGÉTICO EN LA OPERACIÓN
H.10	PLAN DE EXPLOTACIÓN (OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO), DE SEGURIDAD Y CONTINGENCIAS.	
H.11	PLAN DE DESARROLLO COMERCIAL DE LAS ESTACIONES Y TRENES	
I	PLAN DE MANTENIMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA Y DEL MATERIAL RODANTE	
I.1	ESTÁNDARES Y NORMAS TÉCNICAS A SER ADOPTADAS	
I.2	INDICADORES DE MANTENIMIENTO	
I.3	TIPOS DE INTERVENCIÓN POR CADA SUBSISTEMA	
I.4	EQUIPAMIENTO E INSTALACIONES REQUERIDAS PARA EL MANTENIMIENTO	
I.5	TECNOLOGÍA APLICABLE	
I.6	AUTOMATIZACIÓN PARA EL CONTROL DE LA INTERFACE RUEDA - RIEL IMPLEMENTACIÓN DE UN CENTRO DE GESTIÓN DEL MANTENIMIENTO DE LAS INSTALACIONES Y TELECOMUNICACIONES DEL SISTEMA. DIAGNÓSTICO COMPUTARIZADO DE LA GEOMETRÍA DE LA VÍA FÉRREA Y CATENARIA.	
I.7	PERSONAL REQUERIDO	
I.8	LISTADO DE EQUIPOS FIJOS Y MÓVILES	

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
LEONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



013491



**INDICE GENERAL
DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA**

TOMO	CONTENIDO
	I.9 OTROS QUE SE CONSIDERARAN APLICABLES
TOMO 26	J PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD
	J.1. PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD
	J.1.1. Plan General de Calidad. Apéndice 1. Certificados de Calidad
	J.1.2. Plan de Calidad de Diseño
	J.1.3. Plan de Calidad durante la ejecución de las obras
	J.1.4. Plan de Calidad de la Tecnología del Sistema y de Equipamientos Civiles
	J.1.5. Plan de Calidad del Material Rodante
J.1.6. Plan de Calidad en Explotación	
J.2. MEMORIA DESCRIPTIVA DEL CONTENIDO DEL MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD	
TOMO 27	K PLAN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y DE SEGURIDAD Y SALUD
	K.1. MEMORIA DESCRIPTIVA DEL MANUAL DE SEGURIDAD, SALUD Y AMBIENTE
	K.1.1. Gestión Ambiental
	K.1.1.1 Gestión Ambiental Diseño y Construcción
	Apéndice 1: Identificación y evaluación del cumplimiento legal.
	Apéndice 2: Matrices ambientales
	Apéndice 3: Fichas ambientales
	Apéndice 4: Cartas dirigidas al grupo de interés
	Apéndice 5: Plan de gestión de residuos
	Apéndice 6: Planes de emergencia medioambientales
Apéndice 7: Informe de evaluación arqueológica	
Subapéndice 7.1: Procedimientos administrativos	
Subapéndice 7.2: Fichas de evacuación arqueológica	
Subapéndice 7.3: Fichas técnicas de registro	
Subapéndice 7.4 : Fichas técnicas de hallazgos	
Apéndice 8: Planos de gestión ambiental	
Apéndice 9: Planos arqueología	
TOMO 28	K.1.1.2 Gestión Ambiental Explotación
	Apéndice 1: Certificados de Gestión Ambiental
	K.1.2. Plan de Seguridad y Salud
	K.1.2.1 Plan de Seguridad y Salud de diseño y construcción
Apéndice 1: Fichas de inspección	
K.1.2.2 Plan de Seguridad y Salud en Explotación	
Apéndice 1: Certificados de Seguridad y Salud	
TOMO 29	L PROTOCOLOS PARA LA EJECUCIÓN DE PRUEBAS
	L.1. MEMORIA DESCRIPTIVA DE LOS PROTOCOLOS PARA LA EJECUCIÓN DE PRUEBAS
	M MANUAL DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA Y MATERIAL RODANTE
	M.1. MEMORIA DESCRIPTIVA DEL MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA.
	M.2. MEMORIA DESCRIPTIVA DEL MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL MATERIAL RODANTE
N DESCRIPCIÓN DETALLADA DE HITOS (OBRAS Y MATERIAL RODANTE)	


CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



INDICE GENERAL
 DOCUMENTO N° 4. PROPUESTA TÉCNICA

TOMO		CONTENIDO
	N.1. N.2.	HITOS DE OBRAS POR ETAPAS HITOS DE PROVISIÓN DE MATERIAL RODANTE POR ETAPAS
TOMO 30	O	INGENIERÍA DE DETALLE DE LA PRIMERA ETAPA A
	O.1. O.1.1. O.1.2.	ESTUDIOS BÁSICOS Topografía de detalle Apéndice 1: Planos Estudio geotécnico Apéndice 1: Registro de sondeos mecánicos Apéndice 2: Registro de calicata Apéndice 3: Registro de la investigación geofísica Apéndice 4 Ensayos de laboratorio
TOMO 31	O.1.3.	Apéndice 4 Ensayos de laboratorio Apéndice 5: Planos Análisis de riesgo sísmico Apéndice 1: Mapa neotectónico del Perú Apéndice 2: Curvas de probabilidad de excedencia para aceleración espectral T=0 s. Apéndice 3: Espectros de peligro uniforme Apéndice 4: Espectros de diseño sísmico
	O.1.4.	Estudio de desvíos de tráfico Apéndice 1 :Planos
	O.1.5.	Estudio de interferencias Apéndice 1: Planos
	O.2. O.2.1.	GEOMETRIA (Trazado) Trazado de las vías Apéndice 1: Planos
TOMO 32	O.3	TÚNELES
	O.3.1. O.3.2.	Memoria descriptiva con definición de los métodos constructivos Diseño de las secciones tipo de túnel Apéndice 1. Modelización numérica (flac3d) revestimiento primario. Apéndice 2. Obtención de los esfuerzos en el revestimiento por métodos analíticos. Apéndice 3. Modelización numérica (phase2d) revestimiento definitivo. Apéndice 4. Dimensionamiento revestimiento definitivo del túnel de línea Apéndice 5. Cálculos de daños a estructuras sensibles. Apéndice 6. Cálculos de la cubeta de subsidencias. Apéndice 7. Planos
	O.3.3	Diseño de la conexión subterránea con Patio Santa Anita (Rama a Talleres) Apéndice 1: Cálculos de ramales Santa Anita Apéndice 2: Planos
	O.3.4.	Pozos de ataque (ventilación) Apéndice 1: Planos
	O.4	ESTACIONES
	O.4.1. O.4.2. O.4.3.	Memoria descriptiva de las estaciones Apéndice 1. Planos Arquitectura de estaciones Accesibilidad del sistema y dimensionamiento de los andenes. Apéndice 1. Cálculos de evacuación Apéndice 2: Planos Apéndice 3: Simulaciones de flujo en estación
	O.4.4.	Estructuras Apéndice 1. Memoria de cálculo estructural. Estación de Evitamiento Apéndice 2. Memoria de cálculo estructural Estación Ovale Santa Anita Apéndice 3. Planos
TOMO 33	O.4.4.	Estructuras Apéndice 1. Memoria de cálculo estructural. Estación de Evitamiento Apéndice 2. Memoria de cálculo estructural Estación Ovale Santa Anita Apéndice 3. Planos
TOMO 34		
TOMO 35	O.5. O.5.1. O.5.2. O.5.3. O.5.4.	PATIO TALLER SANTA ANITA Memoria descriptiva del Patio de Santa Anita. Descripción funcional Apéndice 1: Planos Excavaciones y muros de contención. Estructuras Apéndice 1: Planos Arquitectura del Patio Taller Santa Anita Apéndice 1: Planos Plan de movimiento de tierras
	O.6 O.6.1.	CRONOGRAMA Cronograma detallado Primera Etapa A



 CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL
 

<p>O.4.4</p> <p>Nº DOCUMENTO</p>	<p>O) INGENIERÍA DE DETALLE DE LA PRIMERA ETAPA A</p> <p>TIPO DE DOCUMENTO</p>
----------------------------------	--

CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO"

O.4.4. ESTRUCTURAS

APÉNDICE 2. MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL. ESTACIÓN OVALO SANTA ANITA



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL



Índice

1	Introducción.....	1
2	Geometría estación.....	1
3	Parámetros geotécnicos.....	3
4	Dimensionamiento estructural.....	4
4.1	Propiedades de los materiales.....	4
4.1.1	Concreto.....	4
4.1.2	Acero de refuerzo.....	4
4.1.3	Recubrimiento mínimo de refuerzo.....	5
4.2	Estados de cargas.....	5
4.2.1	Cargas muertas y cargas vivas.....	5
4.2.2	Carga de tren.....	6
4.2.2.1	Cargas vivas verticales de tren.....	6
4.2.2.2	Cargas vivas horizontales de tren.....	6
4.2.2.3	Cargas dinámicas.....	6
4.2.3	Cargas térmicas.....	7
4.2.4	Viento.....	7
4.2.5	Carga sísmica.....	7
4.2.6	Construcción y montaje.....	7
4.2.7	Presión de tierra.....	7
4.2.8	Presión de agua.....	9
4.2.8.1	Empuje lateral y subpresión.....	9
4.2.9	Sobrecargas por edificación existente.....	9
4.3	Combinaciones de carga.....	9
4.3.1	Denominación de cargas.....	9
4.3.2	Combinaciones ELU.....	10
4.3.3	Combinaciones ELS.....	10
4.4	Verificación estructural.....	11
4.4.1	Criterios de deflexión.....	11
4.4.1.1	Losas de piso y techos.....	11
4.4.1.2	Muros de contención.....	11
4.4.2	Durabilidad.....	11
4.4.2.1	Clases de exposición.....	11
4.4.2.2	Ancho de las fisuras.....	11
4.4.3	Resistencia a fuego.....	12
4.5	Bibliografía y referencias.....	12
5	Dimensionamiento de pantallas.....	12
5.1	Pantallas tipo 1.....	14
4.5.1.1	Envoltorio de esfuerzos.....	14
4.5.1.1.1	Momento flector de diseño.....	14
4.5.1.1.2	Momento flector de servicio.....	15
4.5.1.1.3	Esfuerzo cortante.....	16
4.5.1.2	Dimensionamiento del refuerzo.....	17
5.2	Pantallas tipo 2.....	34

O.4.2. Estructuras

5.2.1	Envolvente de esfuerzos.....	34
5.2.1.1	Momento flector de diseño.....	34
5.2.1.2	Momento flector de servicio.....	35
5.2.1.3	Esfuerzo cortante.....	36
5.2.2	Dimensionamiento del refuerzo.....	37
6	Dimensionamiento del dintel.....	51
6.1	Generalidades.....	51
6.2	Bases de cálculo.....	51
6.2.1	Cargas.....	51
6.2.2	Combinaciones.....	51
6.2.3	Modelo de cálculo.....	52
6.3	Esfuerzos de cálculo.....	52
6.3.1	Momento Y, cuantía inferior.....	53
6.3.2	Momento X, cuantía inferior.....	54
6.3.3	Momento Y, cuantía superior.....	55
6.3.4	Momento X, cuantía superior.....	56
6.3.5	Cortante total.....	57
6.4	Justificación de refuerzos.....	58
6.4.1	Metodología.....	58
6.4.2	Refuerzo transversal inferior (T.I).....	59
6.4.2.1	Estado Límite de Resistencia.....	59
6.4.2.2	Estado Límite de Servicio (fisuración).....	63
6.4.3	Refuerzo longitudinal inferior (L.I).....	66
6.4.3.1	Estado Límite de Resistencia.....	66
6.4.3.2	Estado Límite de Servicio (fisuración).....	71
6.4.4	Refuerzo transversal superior (T.S).....	73
6.4.4.1	Estado Límite de Resistencia.....	73
6.4.4.2	Estado Límite de Servicio (fisuración).....	78
6.4.5	Refuerzo longitudinal superior (L.S).....	80
6.4.5.1	Estado Límite de Resistencia.....	80
6.4.5.2	Estado Límite de Servicio (fisuración).....	83
6.4.6	Cortante.....	85
6.4.7	Punzonamiento.....	87
6.4.8	Zunchos y vigas.....	92

0.4.2. Estructuras

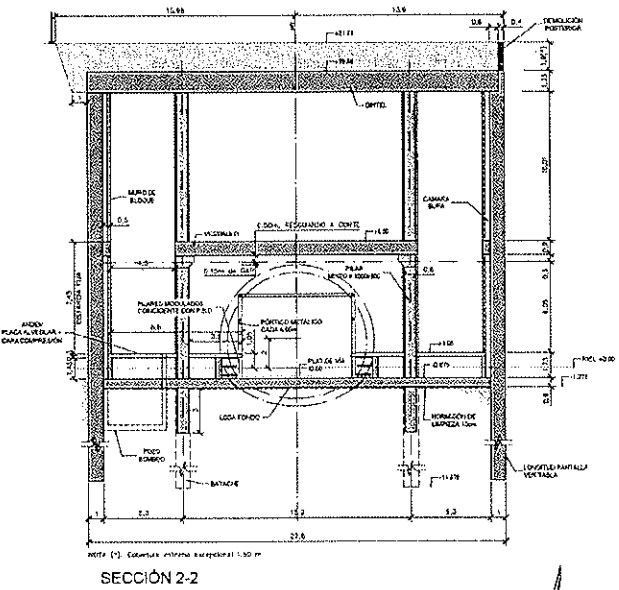
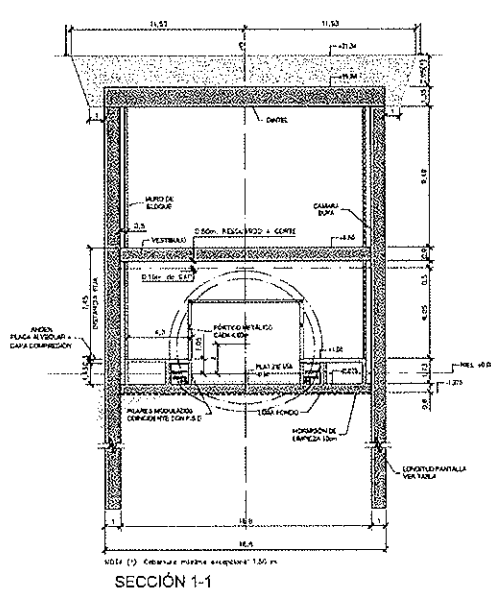
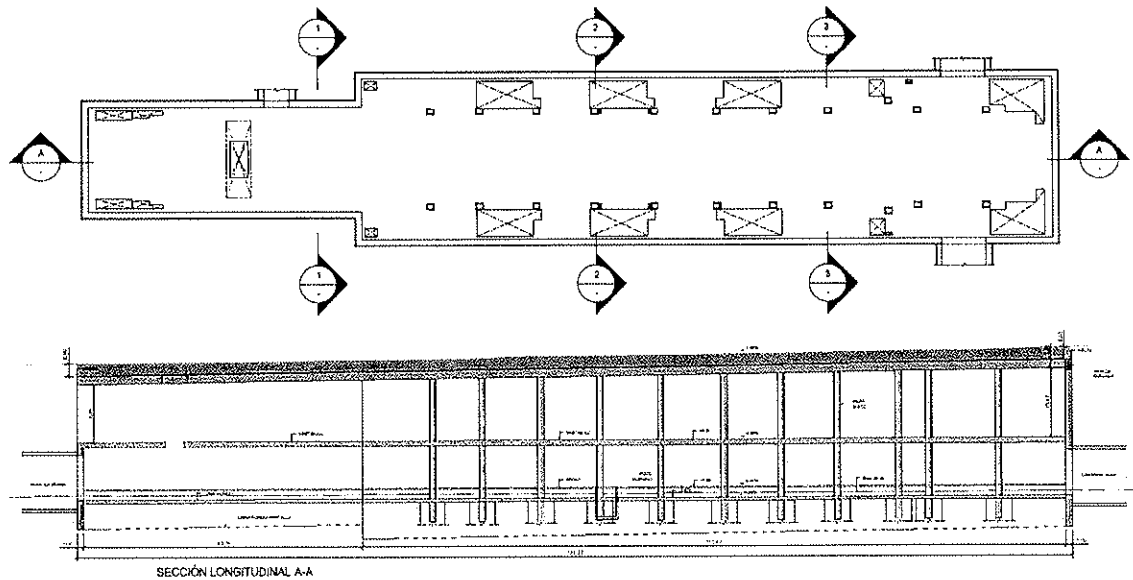
1 INTRODUCCIÓN

013496

El presente documento tiene como objeto definir el procedimiento de cálculo seguido para el dimensionamiento de los distintos tipos de pantallas y dintel de la Estación Óvalo Sta. Anita, incluida en el proyecto: "Construcción de la Línea 2 y Ramal Av. Faucett-Gambetta de la Red Básica del Metro de Lima y Callao". Provincias de Lima y Callao. Región Lima.

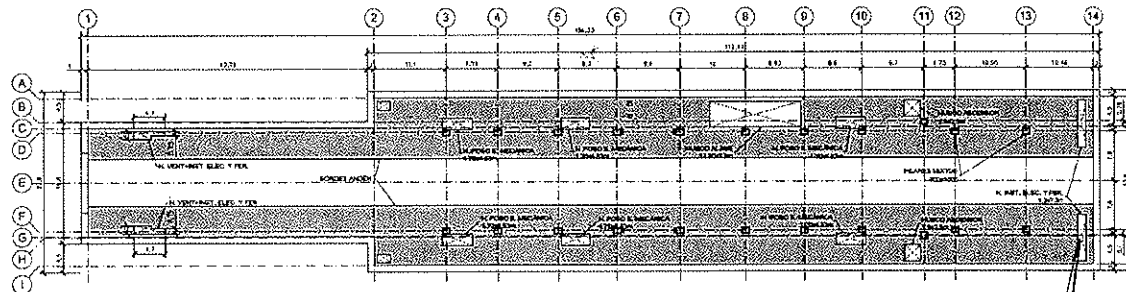
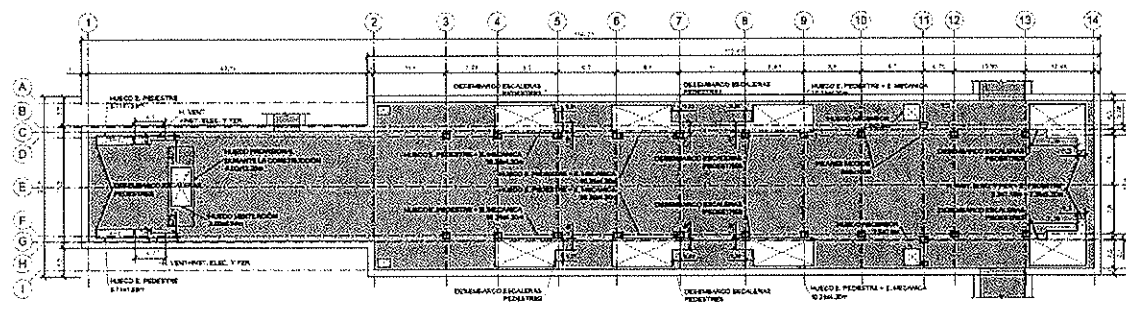
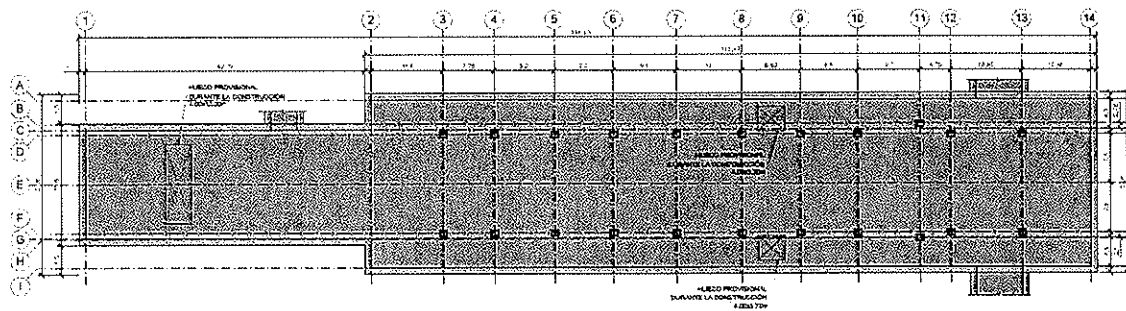
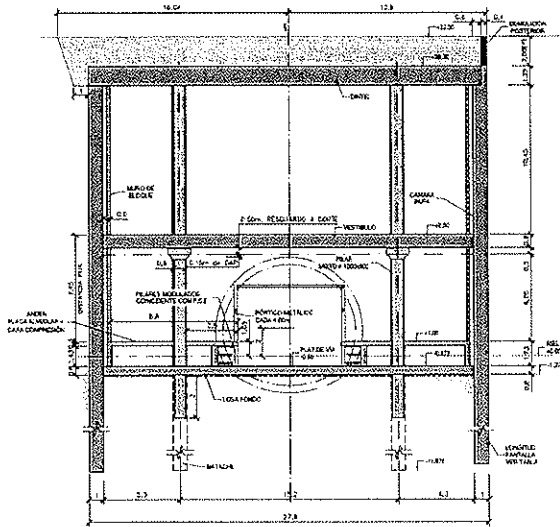
2 GEOMETRÍA ESTACIÓN

A continuación se muestra una serie de capturas para aclarar la geometría de la estación, la ubicación y extensión de las zonas con distinto gálibo horizontal así como las cotas en las que se encuentran los distintos niveles de forjado (dintel, vestíbulo y andén).



0.4.2. Estructuras

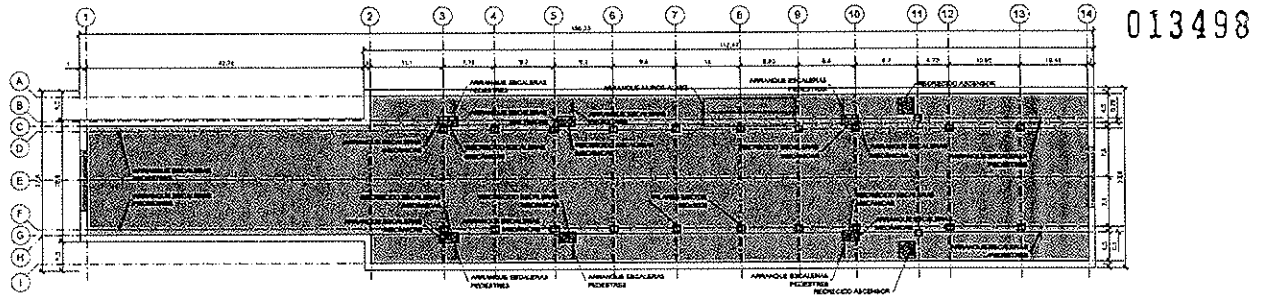
013497



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

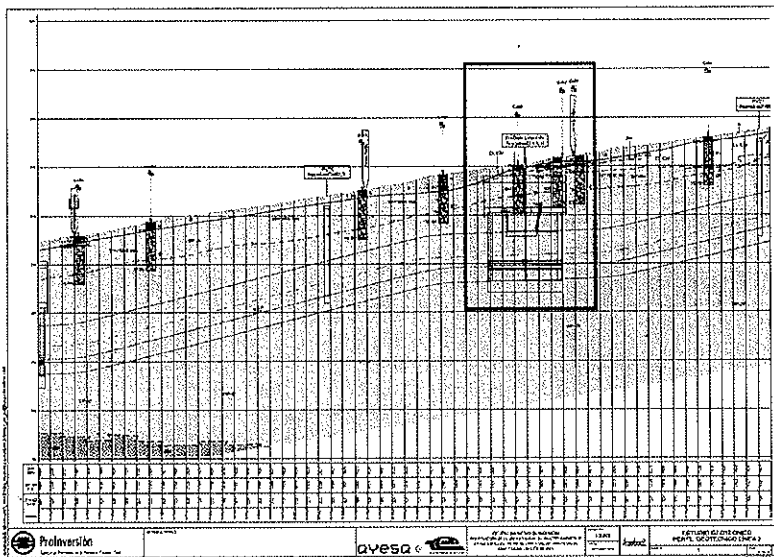


PLANTA LOSA BAJO ANDÉN

El gálibo horizontal entre pantallas en la estación Óvalo Sta. Anita puede ser de 16.80m en la zona de la sección 1 y 25.80m en la zona de las secciones 2 y 3.

3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.

A partir del documento: 01_GEO_PERFIL_L2 en el que se muestra el perfil geotécnico de la línea 2, se identifica en la ubicación de la estación el perfil estratigráfico de dicho área para su identificación y caracterización.



El perfil estratigráfico considerado utilizado en el estudio y dimensionamiento de las pantallas es: (ver apartado 4.2.7)

R	16.7	6.7	0.331	0.531	3.546	0	28	0.33	0.33	3500
GP-S s	20	10	0.257	0.441	4.989	15	34	0.33	0.33	12500
GP-s f	22	12	0.206	0.371	6.869	32	39	0.33	0.33	55000

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras

R	0.00	-1.50
GP-S s	-1.50	-5.00
GP-s f	-5.00	-50.00

4 DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.

En el presente apartado se describen las bases de cálculo a considerar en el cálculo de las estructuras de las estaciones enterradas. Estas bases han sido redactadas siguiendo las Especificaciones Técnicas del Concurso de Proyecto (Anexo 6, en adelante A6).

4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Atendiendo a A6-18.2.8., se emplean los siguientes materiales para la construcción de las obras en hormigón reforzado.

4.1.1 Concreto.

Para su empleo en las distintas clases de obra y de acuerdo con su resistencia mínima a la compresión, determinada según la norma MTC E 704, se establecen las siguientes clases de concreto:

Clase	Resistencia mínima a la compresión a 28 días
Concreto pre y post tensado	
A	34,3 MPa (350 Kg/cm ²)
B	31,4 Mpa (320 Kg/cm ²)
Concreto reforzado	
C	27,4 MPa (280 Kg/cm ²)
D	20,6 MPa (210 Kg/cm ²)
E	17,2 MPa (175 Kg/cm ²)
Concreto simple	
F	13,7 MPa (140 Kg/cm ²)
Concreto ciclópeo	
G	17,2 MPa (175 Kg/cm ²)
H	13,7 MPa (140 Kg/cm ²)
	Se compone de concreto simple Clase E y F, y agregado ciclópeo, en proporción de 30% del volumen total, como máximo.

Clase de Concreto y Resistencia mínima a la Compresión, Normas MTC E704

4.1.2 Acero de refuerzo.

Para el diseño de hormigón reforzado se proyectan varillas corrugadas (ASTM A-706), como se puede observar en la siguiente tabla:

Grado	ASTM	f_y min (kg/cm ²)	f_y max (kg/cm ²)	f_u min (kg/cm ²)	f_u/f_y (min)
40	A 615	2,800	--	4,200	--
60	A 615	4,200	--	6,300	--
75	A 615	5,300	--	7,000	--
60	A 706	4,200	5,500	5,600	1.25

Calidades del acero de refuerzo que cubre la Normas ASTM

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras

4.1.3 Recubrimiento mínimo de refuerzo.

Se atiende a lo establecido en A6-18.2.10.

El recubrimiento mínimo para el refuerzo no debe ser menor al mínimo entre el recubrimiento requerido por resistencia al fuego (de acuerdo con la Norma A.130 Requisitos de Seguridad) y los siguientes:

- a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar: 75 mm (3)
- b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:
 - o Barras de diámetro 5/8" o menores 40 mm
 - o Barras de diámetro 3/4" o mayores 50 mm
- c) Concreto no expuesto al ambiente:
 - o Losas o aligerados
 - Barras de 1 11/16" y 2 1/4" 40 mm (2)
 - Barras de 1 3/8" y menores 30 mm (1) (*)
 - o Muros o muros de corte
 - Barras de 1 11/16" y 2 1/4" 40 mm (2)
 - Barras de 1 3/8" y menores 30 mm (1) (*)
 - o Vigas y columnas (*) 40 mm
 - o Cáscaras y láminas plegadas 30 mm (1) (*)

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo.

(1) Recubrimiento mínimo por fuego

(2) E.60 2009

(3) condicionado por pliego Anejo 6 – 6.20 – 3.5

4.2 ESTADOS DE CARGAS.

4.2.1 Cargas muertas y cargas vivas

Las cargas muertas y cargas vivas a aplicar en el cálculo de las estaciones según las Especificaciones Técnicas del Concurso (A6 - 18.1.3, 18.1.17), son las siguientes:

Pública	6	5	5
No públicas (oficinas, salas personal, baños, etc). No salas de máquinas.	6	3,5	5
Debajo de plataforma	2,5	10	10
Escaleras y rellanos	2,5	5	5
Salas de máquinas	2,5	10	10

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

013501

En el caso de las losas de techo, las cargas vivas uniformes se definen atendiendo a A6-18.1.3.2 c), y A6-18.1.16:

Bajo zonas verdes	H x 20 KN/m ³ (1)	10 (2)(3)	100
Bajo vías con tráfico	H x 20 KN/m ³ (1)	20 (2)	100

- (1) Se considera un espesor mínimo de tierras de 2 m según norma OS.060 6.3.2. f5, y a A3-18.3.2
Se considera una densidad de tierras de 20 KN/m³
- (2) Aplicada en toda la superficie
- (3) (3) Para los techos bajo zonas verdes, en caso de duda sobre futuro tráfico, se emplea la sobrecarga de 20 KN/m² para el cálculo.

4.2.2 Carga de tren

4.2.2.1 Cargas vivas verticales de tren

Se ha considerado una carga vertical equivalente al tren de cargas de 750 kN/m².

4.2.2.2 Cargas vivas horizontales de tren

No se consideran en losas apoyadas en el terreno, ya que no generarán ningún esfuerzo apreciable en la losa.

4.2.2.3 Cargas dinámicas

Se obtiene usando, del lado de la seguridad, el valor más desfavorable de entre los obtenidos entre estos dos criterios:

EC 1-2 6.4:

- (b) Para vías con mantenimiento normal:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0,2}} + 0,73 \tag{6.5}$$

con 1.00 ≤ Φ₃ ≤ 2.00

Fórmula de Eisenmann:





0.4.2. Estructuras

As per Railway literature the impact load is dependent of the train speed and track quality.

The dynamic factor can therefore be calculated by Eisenmann formula :

$$\gamma = t \cdot \varphi \cdot \left(1 + \frac{V - 60}{140}\right) = 2 \cdot 0.2 \cdot \left(1 + \frac{80 - 60}{140}\right) \approx 0.46$$

Where :

t: multiplication factor of standard deviation = 2 :

φ: factor depending of track quality = 0.2 (good quality) :

V: train speed = 80 km/h.

013502

4.2.3 Cargas térmicas

No se consideran al tratarse de una estructura enterrada.

4.2.4 Viento

No se consideran al tratarse de una estructura enterrada.

4.2.5 Carga sísmica

Se aplica la formulación de Word siguiendo:

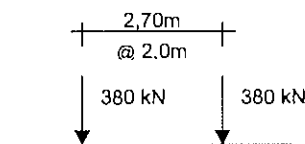
- o Carga uniforme de valor: $\Delta Pd' = \alpha \cdot S \cdot Y \cdot H$

A continuación se justifican los parámetros a adoptar para la definición del valor de la carga:

- o Se adopta como valor de $ag/g = Z = 0.40$ al encontrarse predominantemente la línea de metro en Zona 3.
- o En base al Anexo I04-GEN-GEO-I-001-2.docx, en el cual se recoge una microzonificación de Lima y alrededores, se concluye que en el peor de los caso el suelo se clasifica como S2, de manera que el factor de suelo, $S = 1.20$
- o En la formulación de Wood, se entiende el valor de H, como la altura del marco enterrado. Del lado de la seguridad, se considerara la diferencia de alturas entre el TN y la máxima excavación.

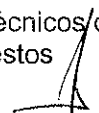
4.2.6 Construcción y montaje

Dado el proceso constructivo planteado, en el que la tuneladora cruza las estaciones en vacío apoyada en la losa de fondo, se considera un tren de cargas correspondiente a dos cargas puntuales de 380 kN separadas 2.70m entre sí en el sentido transversal, y cada 2.00m en el sentido longitudinal:



4.2.7 Presión de tierra

Los empujes de tierras se consideran en el cálculo a partir de los parámetros geotécnicos que se indican a continuación. Al tratarse de material granular, no existe distinción de estos parámetros entre el corto y el largo plazo.



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras

013503

R	RELLENOS	Repleno, meza de suelos poco compactados y contaminados	15.2	16.7	0	28	0.3	17	-	3,500
CL/CM	ARCILLAS Y LIMOS	Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad y limo inorgánico de baja plasticidad.	13.25	17.38	8	26	0.25	23	-	10,000
SM	ARENA	Arenas limosas.	14.6	16.95	5	30	0.3	35	-	12,000
GP-S s	GRAVA	Grava pobremente graduada con arena, arcilla y limo, y con arena limosa y arcillosa.	19	20	15	34	0.3	42	-	12,500
GP-S f	GRAVA	Grava pobremente graduada con arena, arcilla y limo, y con arena limosa y arcillosa.	21	22	32	39	0.3	183	10,000-15,000	55,000
D	ARCILLAS Y LIMOS	Dioritas y tonalitas	-	-	-	-	-	-	-	-

Parámetros Recomendados

R	16.7	6.7	0.331	0.531	3.546	0	28	0.33	0.33	3500
CL/CM	17.38	7.38	0.359	0.562	3.19	8	26	0.33	0.33	10000
SM	16.95	6.95	0.305	0.500	3.955	5	30	0.33	0.33	12000
GP-S s	20	10	0.257	0.441	4.989	15	34	0.33	0.33	12500
GP-s f	22	12	0.206	0.371	6.869	32	39	0.33	0.33	55000

Parámetros RIDO

Se entiende como corto plazo (CP), las acciones derivadas del proceso constructivo. Estas acciones se obtiene de un modelo de Winkler en el que las leyes de empujes de obtienen en cada fase. A CP no se considera los efectos derivados de la acción sísmica, y si se considera la acción de las sobrecargas y cargas permanentes en el trasdós de las pantallas. Las leyes



0.4.2. Estructuras

de esfuerzos que se derivan de estos empujes deben ser asumidas, íntegramente, por las pantallas (muros colados / diafragmas). 013504

A largo plazo (LP) para el material granular presente en la traza, se considera un empuje de tierras en reposo, atendiendo a A6-18.1.14. Este empuje se considera actuando sobre la sección teórica conjunta y terminada (A6-19.2.1). En esta fase se considera la posible actuación del sobre-empuje sísmico.

4.2.8 Presión de agua

4.2.8.1 Empuje lateral y subpresión

Según A6-18.1.14, se considera el empuje de agua en los muros laterales y una subpresión en la losa de fondo calculado con un peso unitario de 10 KN/m³, para una posición de nivel freático definido según el siguiente criterio:

- Si el nivel freático, dado por la información disponible, se encuentra a nivel del suelo o hasta una profundidad de 3 m por debajo del nivel natural del suelo; se considerará para el diseño, un nivel freático que coincide con el nivel del terreno natural.
- Si de la información disponible se demuestra la ausencia de nivel freático o su presencia a una profundidad tal que no influya en las obras permanentes (profundidades mayores a 2L donde L es la profundidad de la obra interesada), podrá considerarse para el diseño la ausencia de dicho nivel freático.

De acuerdo con esto, las estaciones en las que aparezca nivel freático (estaciones húmedas) se calculan con presión de agua desde cota de terreno natural. Las estaciones sin nivel freático (estaciones secas) se calculan sin empuje de aguas.

En las estaciones húmedas se realizan las pertinentes comprobaciones de flotabilidad.

Para ello sólo se considera como acción estabilizadora el peso propio de la estructura, el rozamiento con el terreno, el relleno sobre el techo (si existe en la fase de comprobación) descontando 1 m), y del concreto de la primera vía (si existe en la fase de comprobación) descontando 1 m). Como acción desestabilizadora se considera la subpresión.

La comprobación de flotabilidad se realiza para situaciones temporales y permanentes.

La comprobación realizada es (según Eurocódigo 7):

- $0,9 \times \text{Fuerzas estabilizadoras} > 1,0 \times \text{Fuerzas desestabilizadoras}$

A la tangente del ángulo de rozamiento efectivo se le aplica un coeficiente de seguridad de 1,25.

4.2.9 Sobrecargas por edificación existente

Se aplica una carga de 50 KN/m² en el trasdós de las pantallas para tener en cuenta el efecto de la edificación existente. En el caso de que no exista actualmente edificación y se tenga constancia de que no puede existir en el futuro, se aplicará una sobrecarga de 20 KN/m².

4.3 COMBINACIONES DE CARGA.

De acuerdo con A6-18.1.20, se adoptan las combinaciones definidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, con las observaciones que se indican a continuación.

4.3.1 Denominación de cargas

A continuación se presenta la simbología que adopta la norma peruana para la designación de cargas.

CM=D Peso Propios y Cargas Muertas.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

CV=L Sobrecargas de Uso. Cargas Vivas, incluida la Nieve.

Cvi=W Carga de Viento.

CS=E Carga Sísmica.

CE Empuje de Suelos, incluido el Agua.

CL Empuje de Líquidos de altura bien definida.

CT=T Temperatura, Fluencia, Retracción, Asientos....

Se indican las nomenclaturas que usan las normas E.60 y E.20, que denominan de diferente forma a las mismas acciones (Nombre E.60 = Nombre E.20). Las cargas CE y CL no aparecen explícitamente como cargas muertas o sobrecargas en E.20, sino como "Otras Cargas".

4.3.2 Combinaciones ELU.

A continuación se recogen las combinaciones asociadas a los estados límites últimos, tanto para ELU SIN SISMO como ELU CON SISMO. Se basan en lo establecido para ELU en la norma E.60. No obstante, el RNE está orientado a edificación sobre rasante, de manera que no contemple la simultaneidad de la acción sísmica con los empuje CE y CL.

Por ello, se completa en base a las normas (ENV-UNE y AASHTO) a las que hace referencia las Especificaciones Técnicas Prestacionales:

9.2.1	1.40	1.70				
9.2.2	1.25	1.25	1.25	1.25		
	1.25	1.25	-1.25	1.25		
	0.90		1.25			
	0.90		-1.25			
9.2.3	1.25	1.25		1.25		1.00
	1.25	1.25		1.25		-1.00
	0.90					1.00
	0.90					-1.00
9.2.5	1.40	1.70		1.70		
	0.90			1.70		
9.2.6	1.40	1.70			1.40	
9.2.9	1.05	1.25		1.25		1.05
	1.40					1.40

(1) Se considera Situación a Corto y a Largo Plazo según lo enunciado en el epígrafe 3.7.

(2) El empuje de terreno a considerar en las combinaciones sísmicas (interviene CS) es el empuje al reposo (Largo Plazo).

4.3.3 Combinaciones ELS.

A continuación se muestra las combinaciones para los diferentes Estados Límites de Servicio, en base a la norma E.020:



0.4.2. Estructuras

28	1.00						
29	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	
30	1.00						0.70
31	0.75	0.75		0.75	0.75	0.75	0.525
32	0.75	0.75		0.75	0.75		
33	0.75						0.525
34	0.67	0.67		0.67	0.67	0.67	0.469

(3) Se considera Situación a Corto y a Largo Plazo según lo enunciado en el epígrafe 3.7.

(4) El empuje de terreno a considerar en las combinaciones sísmicas (interviene CS) es el empuje al reposo (Largo Plazo).

4.4 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL.

Las diferentes estructuras y elementos estructurales se diseñan para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones anteriormente descritas.

Adicionalmente, se verifica que todas las estructuras y elementos estructurales garantizan un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. A tales efectos, se definen a continuación los criterios seguidos de deflexión y durabilidad.

Por último, se aportan los criterios seguidos para garantizar también la resistencia al fuego requerida durante 120 minutos.

4.4.1 Criterios de deflexión.**4.4.1.1 Losas de piso y techos.**

Según establece A6-122.6, para las losas horizontales, la deflexión final debido a todas las cargas, medida desde el nivel bruto de colada de los soportes de pisos, techos y todos los otros miembros horizontales, se limita a la siguiente proporción: (luz libre) / 250.

4.4.1.2 Muros de contención.

Para los muros se establece la siguiente limitación de deformaciones, en función de la tipología de edificación existente en cada zona:

- Pantallas con edificios a más de 20m, un desplazamiento permitido de 35mm
- Pantallas con edificios entre 10 y 20m, un desplazamiento permitido de 25mm.
- Pantallas con edificios entre 2 y 10m, un desplazamiento permitido de 20mm.

4.4.2 Durabilidad.

Se establecen los criterios de exposición y ancho de fisura según A6-18.2

4.4.2.1 Clases de exposición.

Clase + XC2 XA2 (ambiente húmedo de agresividad moderada): todas las estructuras en contacto con tierra.

Clase XC3 + XA1 (ambiente de humedad moderada y débil agresión): para las estructuras interiores.

4.4.2.2 Ancho de las fisuras.

Atendiendo a A6-18.2.12.2, el ancho máximo de fisura se calcula para que no sobrepase el valor máximo correspondiente definido en esta tabla para las dos clases de exposiciones consideradas:



0.4.2. Estructuras



013507

Superficie de hormigón en directo contacto con el terreno/relleno	0,33
Elementos internos de hormigón	0,40

4.4.3 Resistencia a fuego.

En base a la norma A-130 – Requisitos de Seguridad (versión aprobada por el Comité Permanente de del RNE), el tiempo de resistencia al fuego será 120 minutos:

Tabla 44-1							
TIEMPO DE RESISTENCIA AL FUEGO MÍNIMA PERMITIDA PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES: PORTICOS, MUROS, ARCOS, LOSAS							
Uso de la edificación	Sistema de rociadores	Tiempo de resistencia al fuego mínimo en minutos para:					
		Sótanos		Pisos superiores			
		Profundidad del sótano más bajo (NPT)		Altura del piso superior sobre el nivel de descarga de ocupantes			
		> 10m	≤ 10m	≤ 5m	≤ 21m	≤ 60m	> 60m
	SI	NP	NP	90	120	180	NP
Líquidos inflamables y combustibles ⁽³⁾	NO	NP	NP	120	180	NP	NP
	SI	NP	NP	90	120	180	NP
TRANSPORTE Y TELECOMUNICACIONES							
Edificaciones de transporte	NO	180	120	90	120	180	NP
	SI	120	90	90	90	120	180
Estaciones de radio y televisión	NO	180	120	90	120	180	NP
	SI	120	90	60	90	120	180
ESTACIONAMIENTOS VEHICULARES							
	NO	NP	NP	30	60	90	120
	SI	120	90	30	60	90	120
CUALQUIER EDIFICIO CUYO USO COMPLETO O PARCIAL NO HAYA SIDO DESCRITO EN ESTA TABLA							
	NO	180	120	90	120	180	NP
	SI	120	90	60	90	120	180

Para conseguir que la estructura se pueda clasificar como "Resistente al fuego" según la A-130 de junio de 2006, se aplicarán los recubrimientos mínimos indicados en el artículo 47 de dicha norma (han sido considerados en el apartado de definición de recubrimientos del presente documento).

4.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

Adicionalmente a las ya mencionadas Especificaciones Técnicas del Concurso de Proyecto (Anexo 6, en adelante A6) utilizadas para establecer las bases del cálculo, para el diseño de elementos de hormigón y acero se tienen en cuenta las siguientes normas:

- Norma Peruana: "Reglamento Nacional de Edificaciones"
- Norma Euro (EN)
- Norma ACI (USA)
- Norma ASTM (USA)
- Estándares internacionales, Códigos y otros.

5 DIMENSIONAMIENTO DE PANTALLAS

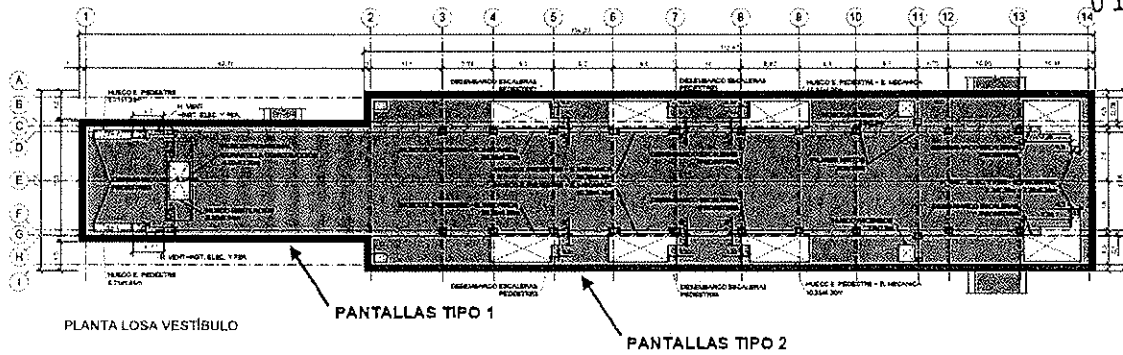
Como puede observarse en la siguiente imagen, se considera dos tipologías de pantalla según su ubicación.

- o Pantalla tipo 1: sección 1.
- o Pantalla tipo 2: sección 2 y 3.



O.4.2. Estructuras

013508



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

0.4.2. Estructuras

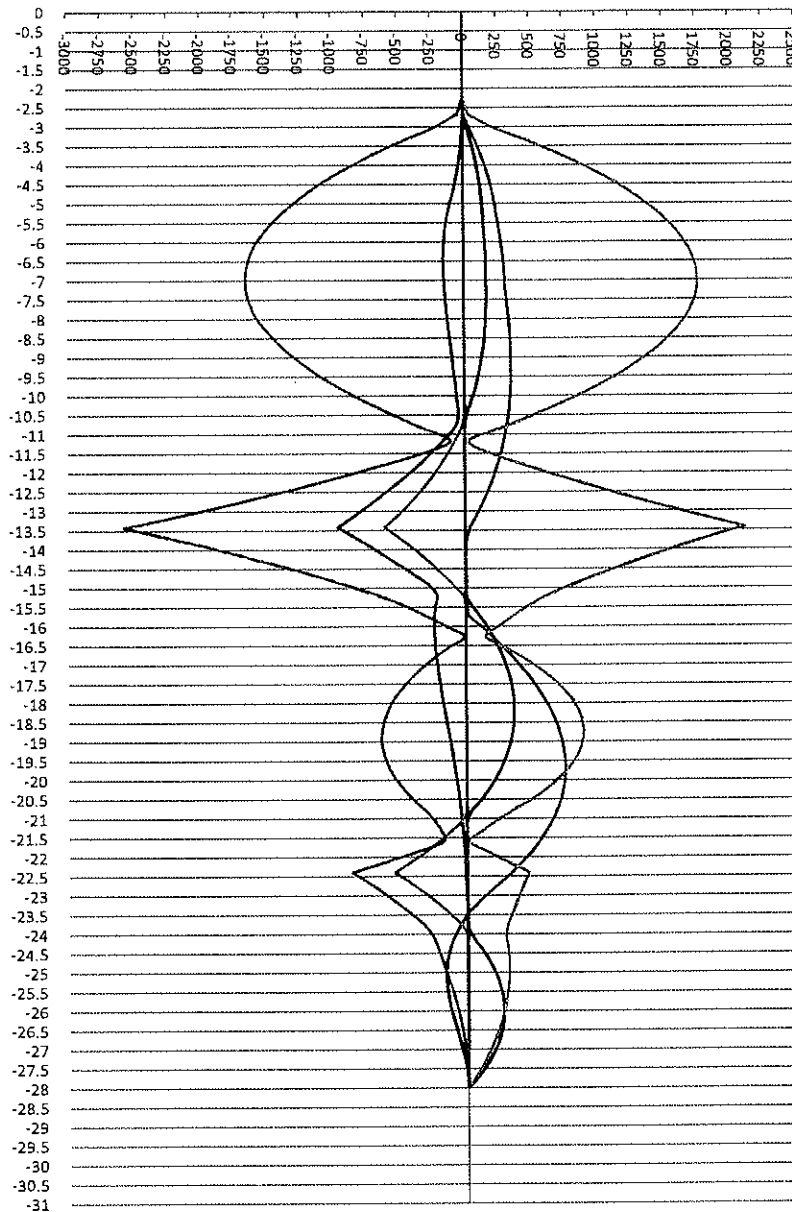


5.1 PANTALLAS TIPO 1.

013509

5.1.1 Envolvente de esfuerzos.

5.1.1.1 Momento flector de diseño.



- M+ corto plazo
- M+ largo plazo
- M+ largo plazo y sismo
- M- corto plazo
- M- largo plazo

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABÉ GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

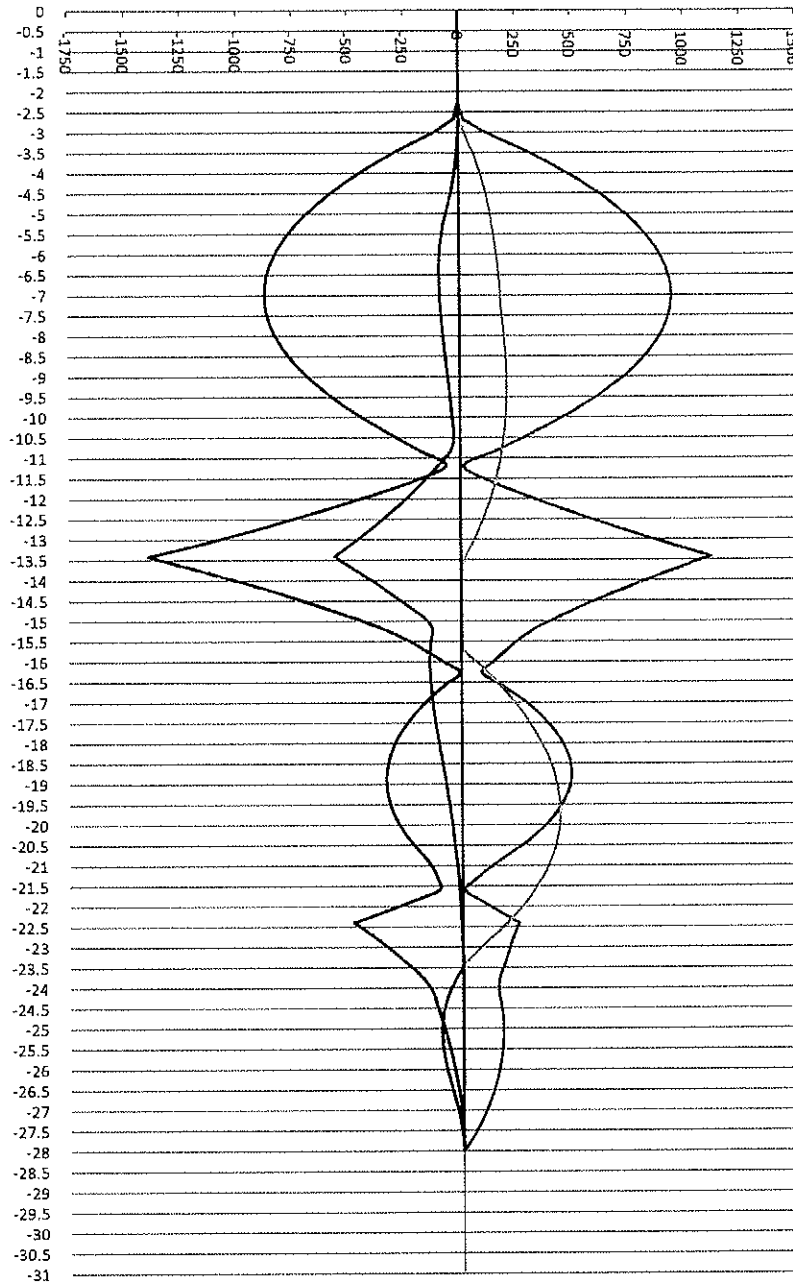


0.4.2. Estructuras



5.1.1.2 Momento flector de servicio.

013510



— M+ largo plazo

- - - M- largo plazo

... M+ corto plazo

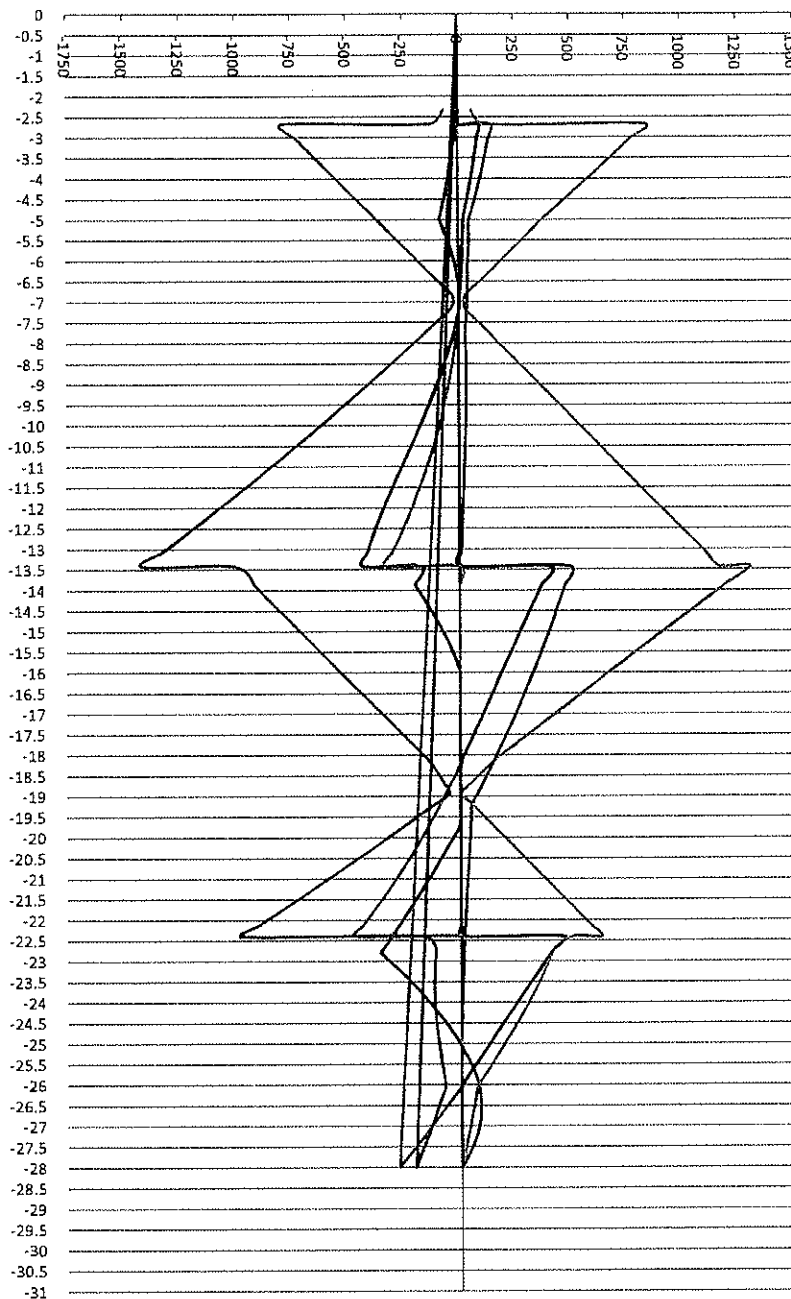
- · - M- corto plazo



0.4.2. Estructuras

5.1.1.3 Esfuerzo cortante.

013511



- V+ corto plazo
- V+ largo plazo
- V+ largo plazo y sismo
- V- corto plazo
- V- largo plazo



0.4.2. Estructuras

013512

5.1.2 Dimensionamiento del refuerzo

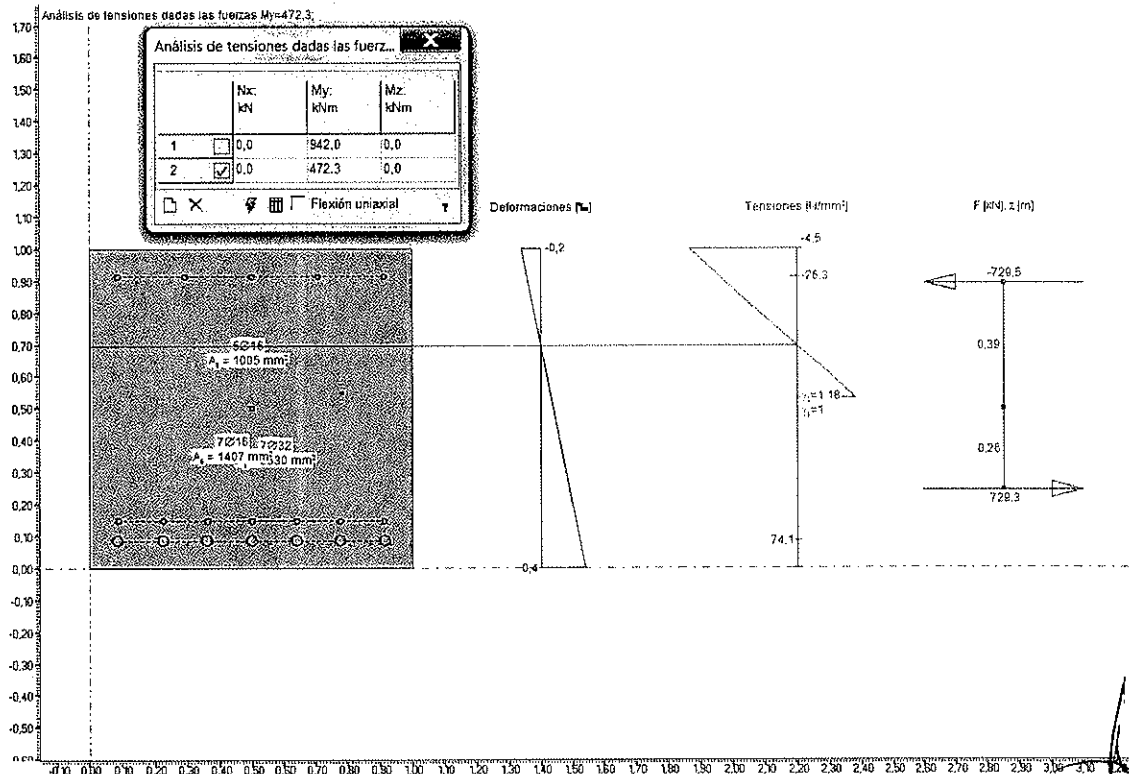
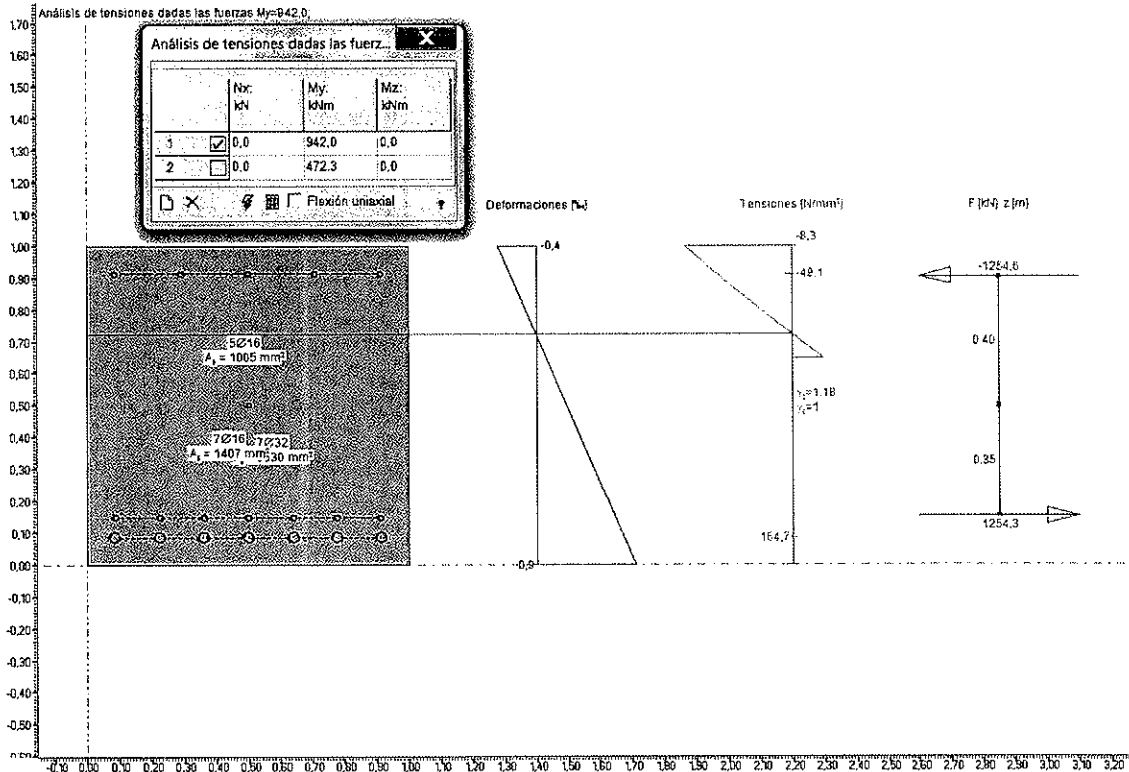
- Refuerzo: $7\phi 32\text{pml} + 7\phi 16\text{pml}$:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE



Momento Nominal	Mn	2449748360 N·mm
	ϕ Mn	2204,77 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuantía de la Armadura a Tracción	ρ	0,79%
Resistencia del Acero de Armas	f_y	420 MPa
Resistencia del Hormigón	f'_c	25 MPa
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,8
Armadura Dispuesta en Primera Capa	$\phi 1^\circ$	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	7
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	$\phi 2^\circ$	16 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	7
Recurbimiento de las Armaduras	r	16 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.eje.capa	56 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	ϕ cerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	113,2 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	886,8 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	7037,17 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	3,115 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la ϵ_t		
Fibra Neutra	c	127,28 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	886,8 mm
	c/d	0,1435 -
	c/d*	0,1435 -
Deformación a Tracción	ϵ_t	17,901 ‰
		0,018
Armadura a Tracción	ρ	0,79%
	ρ^*	0,73%
	β_1	0,836
· Armadura Mínima de ACI	As,min	29,560 cm ²
	ρ s.min	0,333%

O.4.2. Estructuras

013513



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras

FISURACIÓN SEGUN ACI 224, APARTADO 4.2.3.2, APLICACION DEL EUROCODIGO2

013514

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,17 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000656809
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	151,737 mm
Coefficiente de Carga	β	0,9

Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	164,7 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la fisuración.	$\sigma.sr$	74,1 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	25,29822128 mm
Cuantía efectiva	$\rho.l$	2,487%
Armadura de Tracción	As	7037,17 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	283000 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,9

Según la ecuación (4-14) se puede estimar el As,min

	As,min	2122,50 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	283000 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

O.4.2. Estructuras

013515

- Refuerzo: 7φ32pmI + 7φ20pmI:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

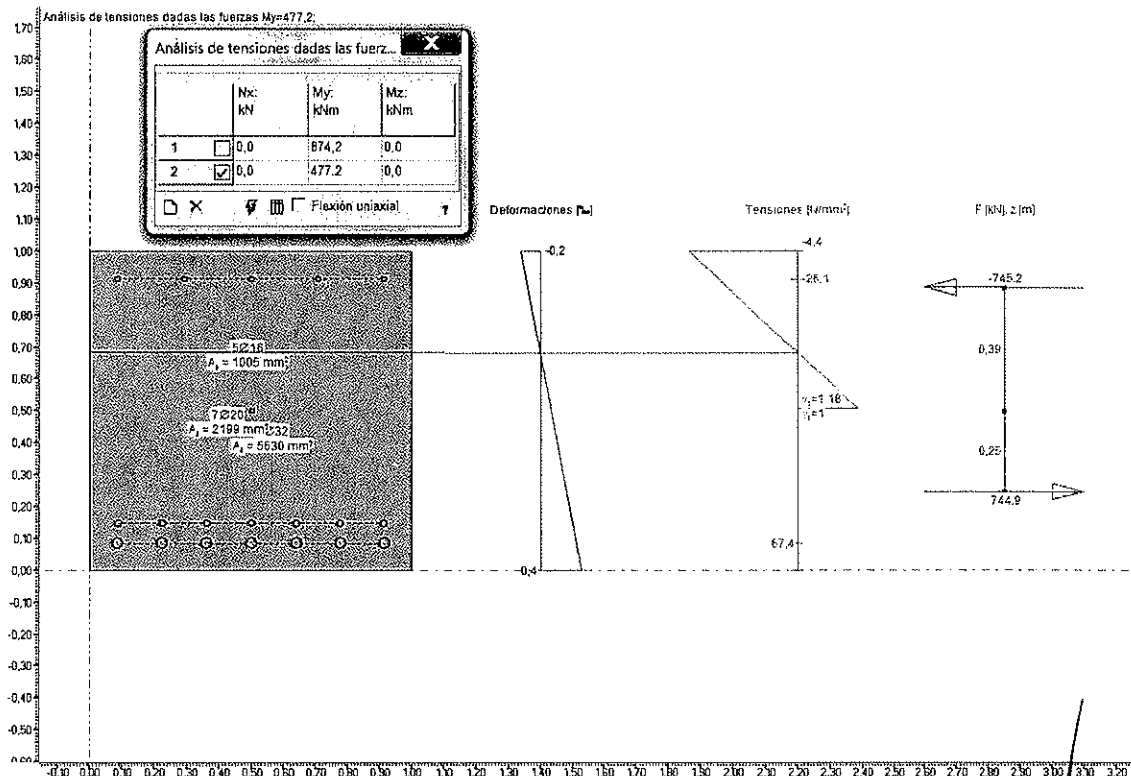
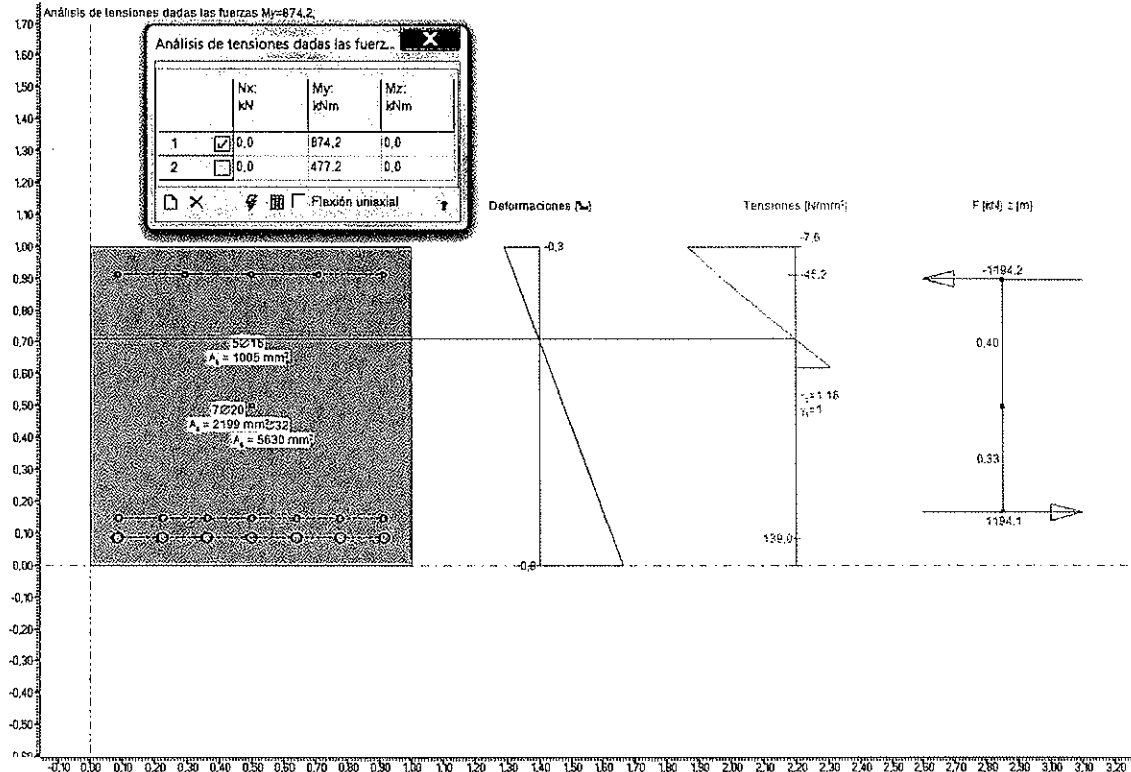
Momento Nominal	Mn	2687163890 N-mm
	φMn	2418,45 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuántia de la Armadura a Tracción	ρ	
Resistencia del Acero de Armas	fy	
Resistencia del Hormigón	fc	
Tamaño del Arido del Hormigón	a	
Coefficiente Reductor de Flexión	φ	
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1º	
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2º	
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	
Recurbimiento de las Armaduras	r	
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.eje.capa	58 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	10 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	do	118,2921348 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	881,7078652 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	7828,85 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	3,457 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la e.t		
Fibra Neutra	c	139,72 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	881,7078652 mm
	c/d	0,1585 -
	c/d*	0,1585 -
Deformación a Tracción	e.t	15,932 ‰
		0,016
Armadura a Tracción	ρ	0,89%
	ρ*	0,80%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	29,390 cm ²
	ρs,min	0,333%



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras




CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras

FISURACIÓN SEGUN AGI 224. APARTADO 4.2.3.2. APLICACIÓN DEL EUROCÓDIGO2 013517

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,14 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000531591
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	150,795 mm
Coefficiente de Carga	β	1,57
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	139 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	67,4 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	26,68332813 mm
Cuantía efectiva	p.l	2,647%
Armadura de Tracción	A.s	7828,85 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	295730,3371 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,6
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	2217,98 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	295730,3371 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

0.4.2. Estructuras

- Refuerzo: 7 ϕ 32pml + 7 ϕ 25pml:

COMPROBACION A FLEXION SIMPLE

Momento Nominal	Mn	3047685121 N·m
	ϕ Mn	2742,92 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuántía de la Armadura a Tracción	ρ	1,04%
Resistencia del Acero de Armas	f _y	420 MPa
Resistencia del Hormigón	f _c	25 MPa
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,836
Armadura Dispuesta en Primera Capa	ϕ 1º	25 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	7
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	ϕ 2º	32 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	7
Recurbimiento de las Armaduras	r	16 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	60,5 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	ϕ cerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	d _o	124,930564 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	875,069436 mm
Área Total dispuesta a Tracción	A _s	9065,85 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	3,980 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la ϵ_t		
Fibra Neutra	c	187,48 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	875,069436 mm
	c/d	0,2143 -
	c/d*	0,2143 -
Deformación a Tracción	ϵ_t	11,002 ‰
		0,011
Armadura a Tracción	ρ	1,04%
	ρ^*	1,09%
	β_1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	A _{s,min}	29,169 cm ²
	$\rho_{s,min}$	0,333%

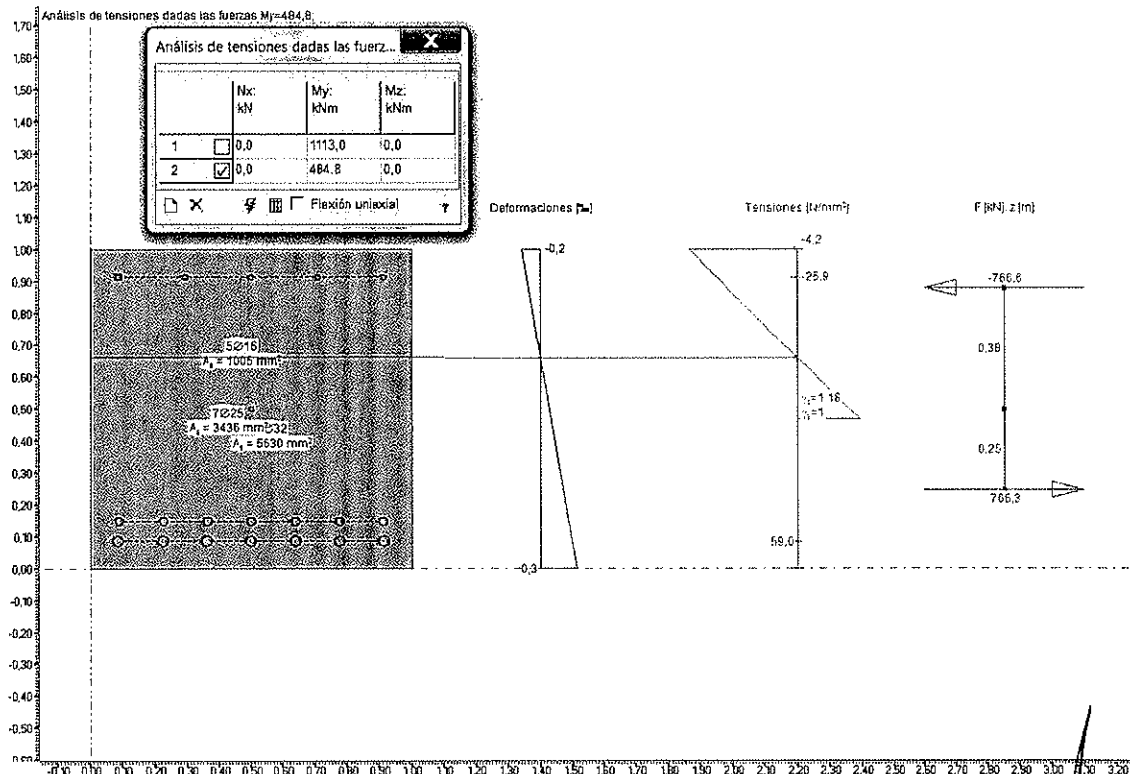
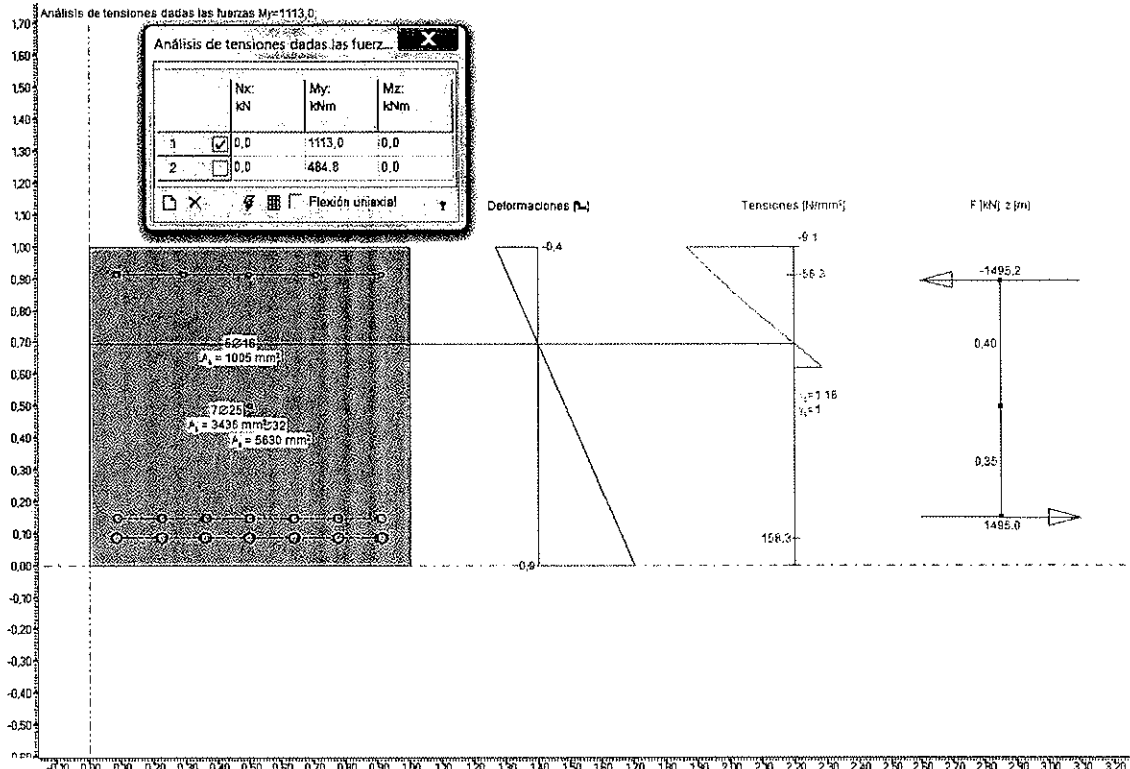


CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





O.4.2. Estructuras



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras



013520

FISURACIÓN SEGUN ACI 224, APARTADO 4.2.3.2. APLICACION DEL EUROCODIGO2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,17 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000681551
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	148,923 mm
Coefficiente de Carga	β	1,9
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	σ_s	158,3 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	σ_{sr}	59 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	28,71410803 mm
Cuantía efectiva	ρ_l	2,903%
Armadura de Tracción	A.s	9065,85 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	312326,4099 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	2342,45 mm ²
	kc	0,4
	k	1
	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	312326,4099 mm ²
	σ_s	160,00 N/mm ²

R11.2.1.1

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras


- Refuerzo: 7φ32pmi + 7φ32pmi:

013521

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

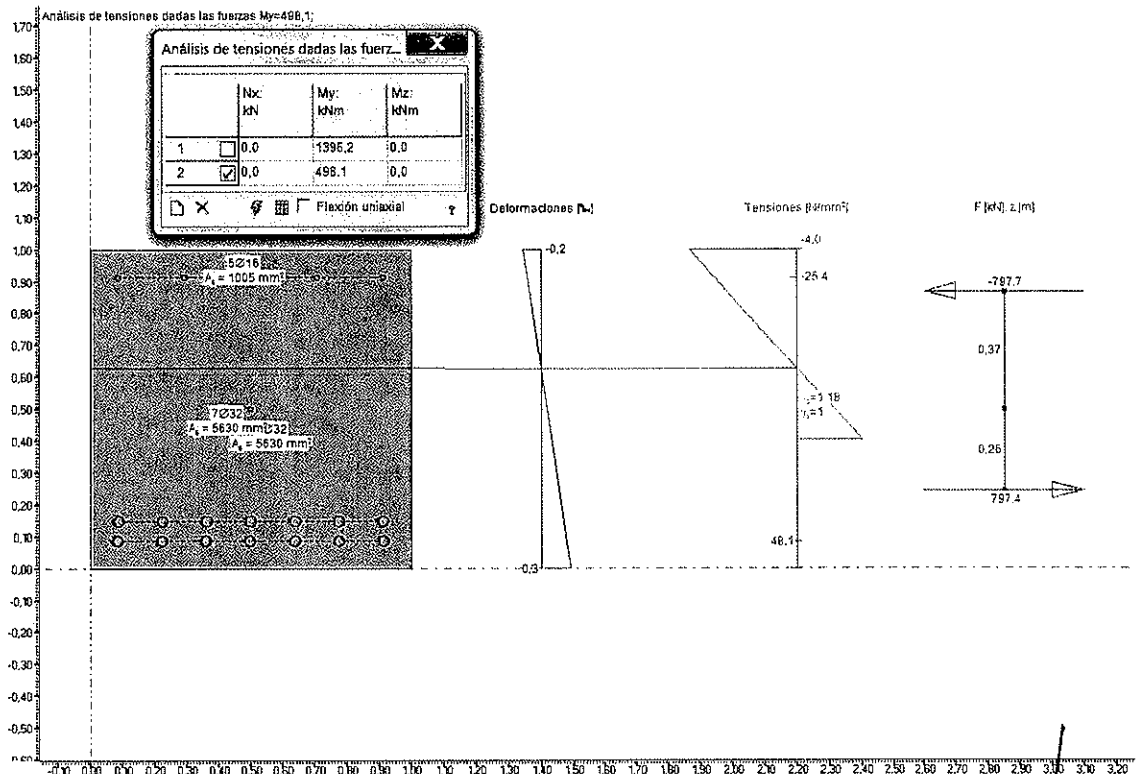
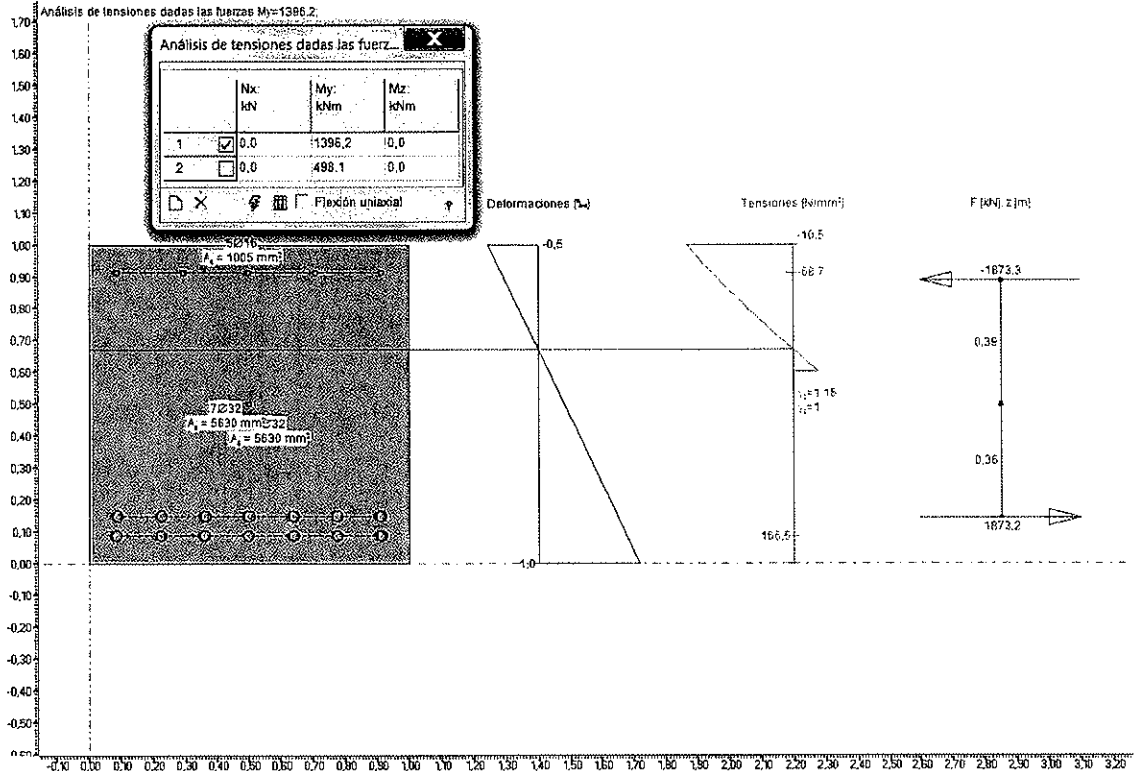
Momento Nominal	Mn	3656799225 N-mm
	φMn	3291,12 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuántia de la Armadura a Tracción	ρ	1,300%
Resistencia del Acero de Armas	fy	420 N/mm ²
Resistencia del Hormigón	f'c	30 N/mm ²
Tamaño del Arido del Hormigón	a	20 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	φ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1 ^e	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1 ^e	7 ud
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2 ^e	32 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2 ^e	7 ud
Recubrimiento de las Armaduras	r	70 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	64 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	do	134 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	866 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	11259,47 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	4,876 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la ε.t		
Fibra Neutra	c	225,81 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	866 mm
	c/d	0,2607 -
	c/d*	0,2607 -
Deformación a Tracción	ε.t	8,505 ‰
		0,009
Armadura a Tracción	ρ	1,30%
	ρ*	1,32%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	28,867 cm ²
	ρs,min	0,333%



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

0.4.2. Estructuras

013522



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL




0.4.2. Estructuras



013523

FISURACIÓN SEGUN AGI 224. APARTADO 4.2.3.2. APLICACION DEL EUROCODIGO2.

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,19 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000763022
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	145,209 mm
Coefficiente de Carga	β	1,5
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	166,5 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	48,1 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	32 mm
Cuantía efectiva	p.i	3,361%
Armadura de Tracción	As	11259,47 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	335000 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,3
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el As,min	As,min	2512,50 mm ²
	kc	0,9
	k	1
	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	335000 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm

R11.2.1.1

[Handwritten signature]

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras

- Refuerzo: 7φ25pml + 7φ16pml:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

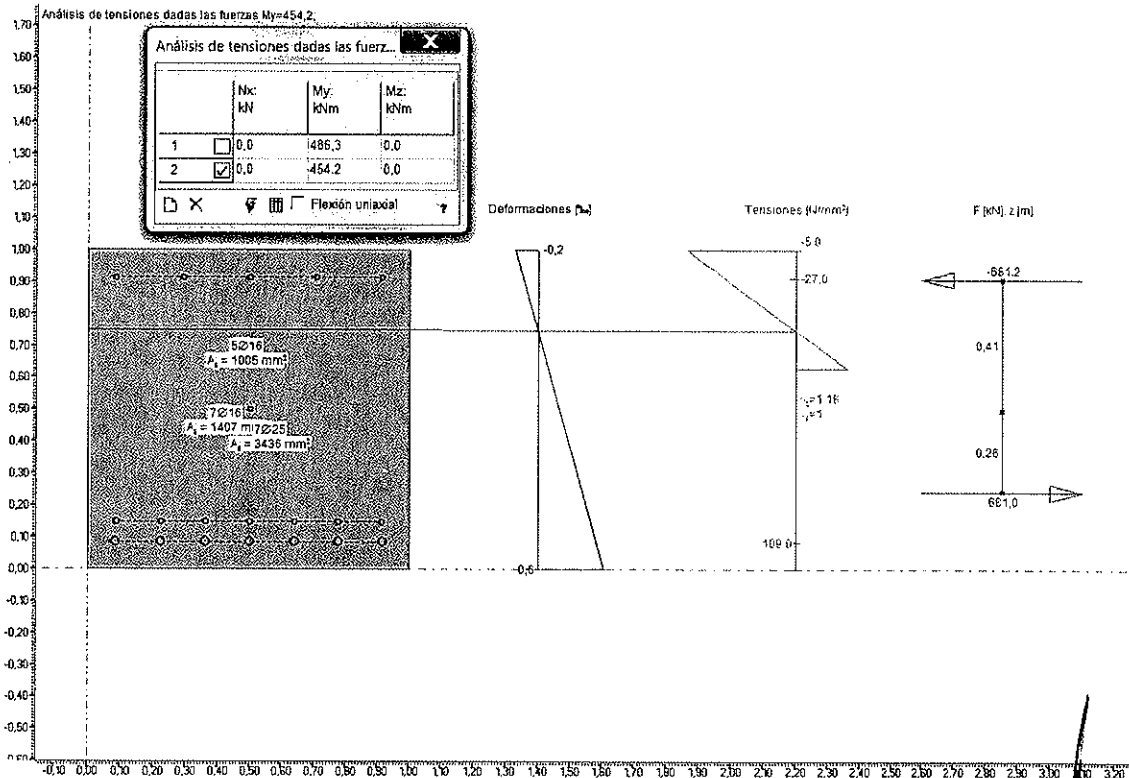
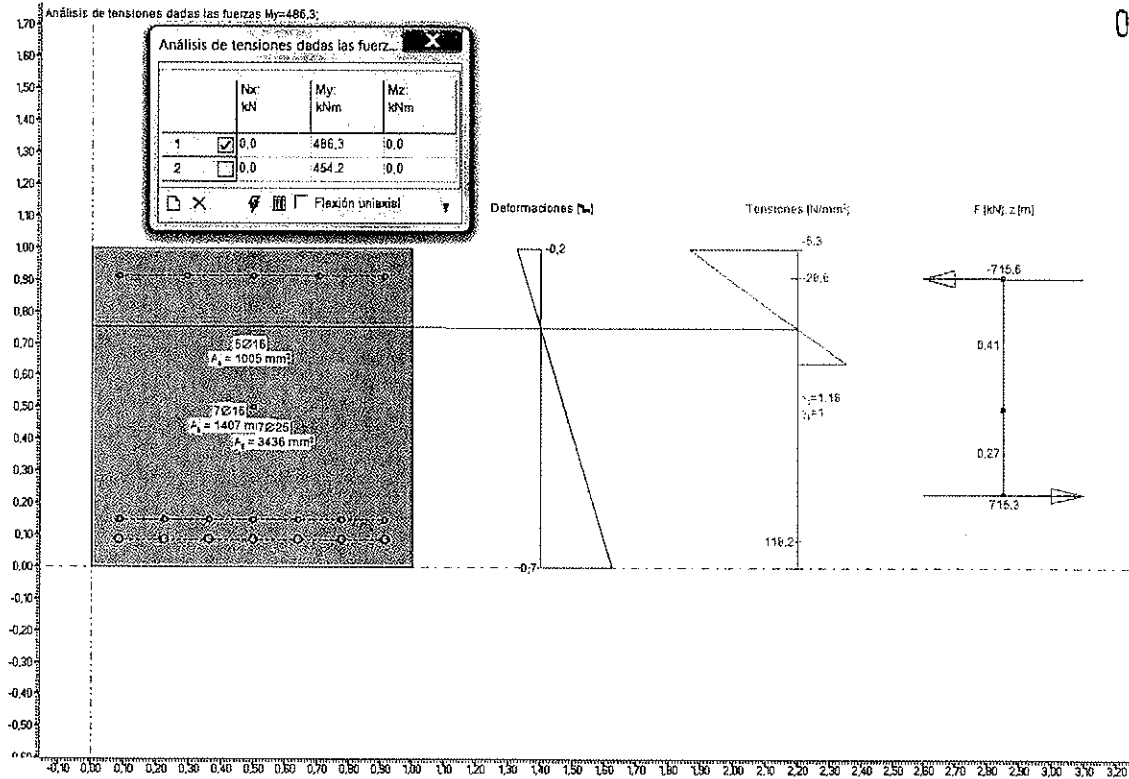
Momento Nominal	Mn	1725637078 N·mm
	φMn	1553,07 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuantía de la Armadura a Tracción	ρ	
Resistencia del Acero de Armas	fy	
Resistencia del Hormigón	f'c	
Tamaño del Arido del Hormigón	a	
Coficiente Reductor de Flexión	φ	
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1º	
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2º	
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	
Recurbimiento de las Armaduras	r	
Separación entre Capas	sep.capas	25,4 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	45,9 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	111,8375709 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	888,1624291 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	4843,55 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	2,188 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la ε.t		
Fibra Neutra	c	102,43 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	888,1624291 mm
	c/d	0,1153 -
	c/d*	0,1153 -
Deformación a Tracción	ε.t	23,012 ‰
		0,023
Armadura a Tracción	ρ	0,55%
	ρ*	0,59%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	29,605 cm ²
	ρs,min	0,333%

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras

013525



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL






0.4.2. Estructuras

013526

FISURACIÓN SEGÚN ACI 224. APARTADO 4.2.3.2. APLICACIÓN DEL EUROCODIGO2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,03 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	8,84196E-05
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	171,154 mm
Coefficiente de Carga	β	1,7
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	118,2 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	109 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	20,98809186 mm
Cuantía efectiva	p.l	1,732%
Armadura de Tracción	A.s	4843,55 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	279593,9274 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	1398,69 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	279593,9274 mm ²
	$\sigma.s$	239,88 N/mm ²
	Sep.Maxíma	250 mm

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras



013527

- Refuerzo transversal: 4 ramas $\phi 10$ a 20 (para un refuerzo de 7 $\phi 25$ pml)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$		$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades		λ	1
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3)	V_c	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima		$A_{v,min/S}$	8,085 cm ² /m
Resistencia a Tracción del Acero		f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min/S}$		$V_{s,min}$	306,14 kN
Diámetro del Cerco de Cortante		ϕ_{cerco}	10 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano		N. ramas	4 uds
Separación entre Ramas		S. ramas	20 cm
Armadura Colocada a Cortante		A cortante	15,71 cm ² /m
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO		V_s	594,75 kN
Factor de Resistencia por Cortante		ϕ	0,75
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c+V_s)$	1075,62 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_s)$	446,06 kN

- Refuerzo transversal: 4 ramas $\phi 12$ a 20 (para un refuerzo de 7 $\phi 25$ pml)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$		$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades		λ	1
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3)	V_c	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima		$A_{v,min/S}$	8,085 cm ² /m
Resistencia a Tracción del Acero		f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min/S}$		$V_{s,min}$	306,14 kN
Diámetro del Cerco de Cortante		ϕ_{cerco}	12 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano		N. ramas	4 uds
Separación entre Ramas		S. ramas	20 cm
Armadura Colocada a Cortante		A cortante	22,62 cm ² /m
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO		V_s	856,44 kN
Factor de Resistencia por Cortante		ϕ	0,75
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c+V_s)$	1271,89 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_s)$	642,33 kN



0.4.2. Estructuras

- Refuerzo transversal: 6 ramas $\phi 12$ a 20 (para un refuerzo de $7\phi 25$ pmi)

013528

COMPROBACION A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$	$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades	λ	1 -
Resistencia del Concreto a Cortante (11-3)	Vc	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima	$A_{v,min}/S$	8,085 cm ² /m 0,809 mm ² /mm
Resistencia a Tracción del Acero	fyt	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min}/S$	Vs.min	306,14 kN
Díámetro del Cerco de Cortante	ϕ cerco	12 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano	N.ramas	6 uds
Separación entre Ramas	S.ramas	20 cm
Armadura Colocada a Cortante	Acortante	33,93 cm ² /m 3,392920066 mm ² /mm
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO	Vs	1284,66 kN
Factor de Resistencia por Cortante	ϕ	0,75 -
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (Vc+Vs)$	1593,06 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (Vc)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (Vs)$	963,50 kN



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

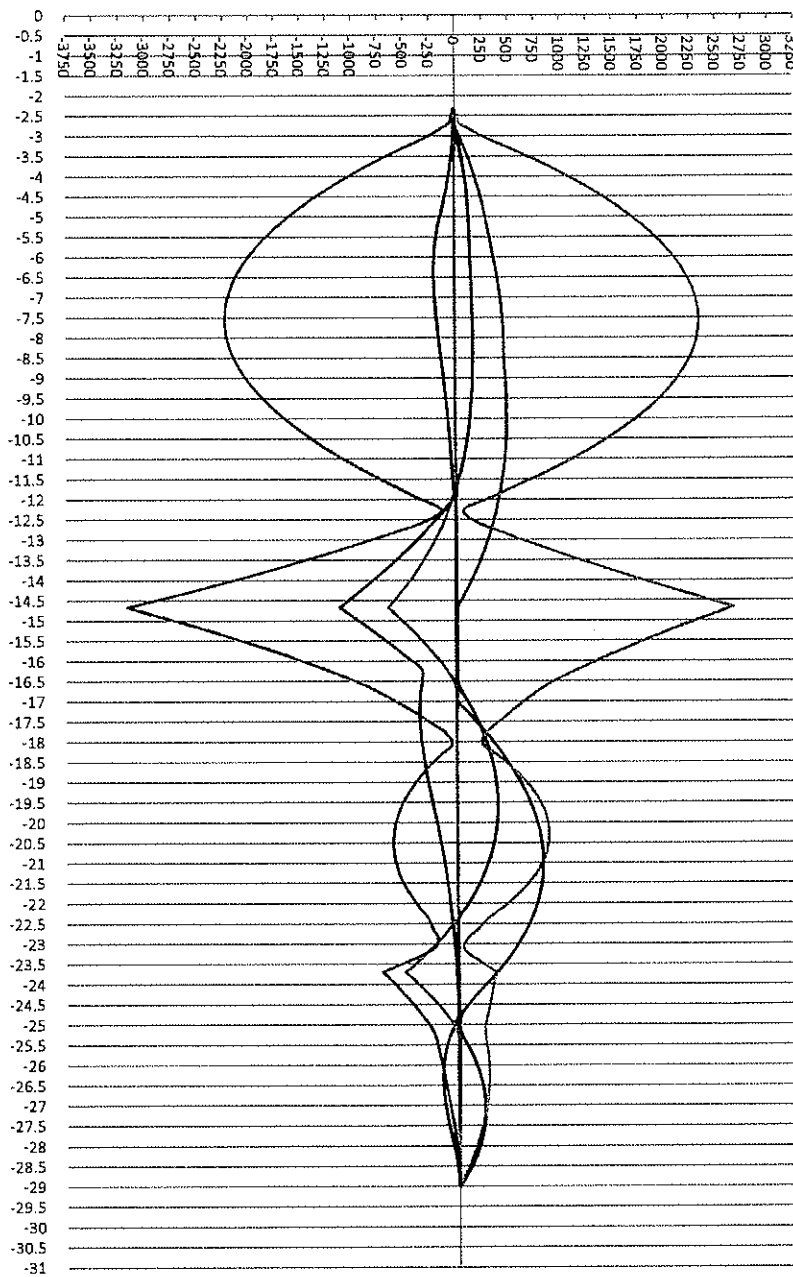


013529

5.2 PANTALLAS TIPO 2.

5.2.1 Envolvente de esfuerzos.

5.2.1.1 *Momento flector de diseño.*



- M+ corto plazo
- M+ largo plazo
- M+ largo plazo y sismo
- M- corto plazo
- M- largo plazo

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

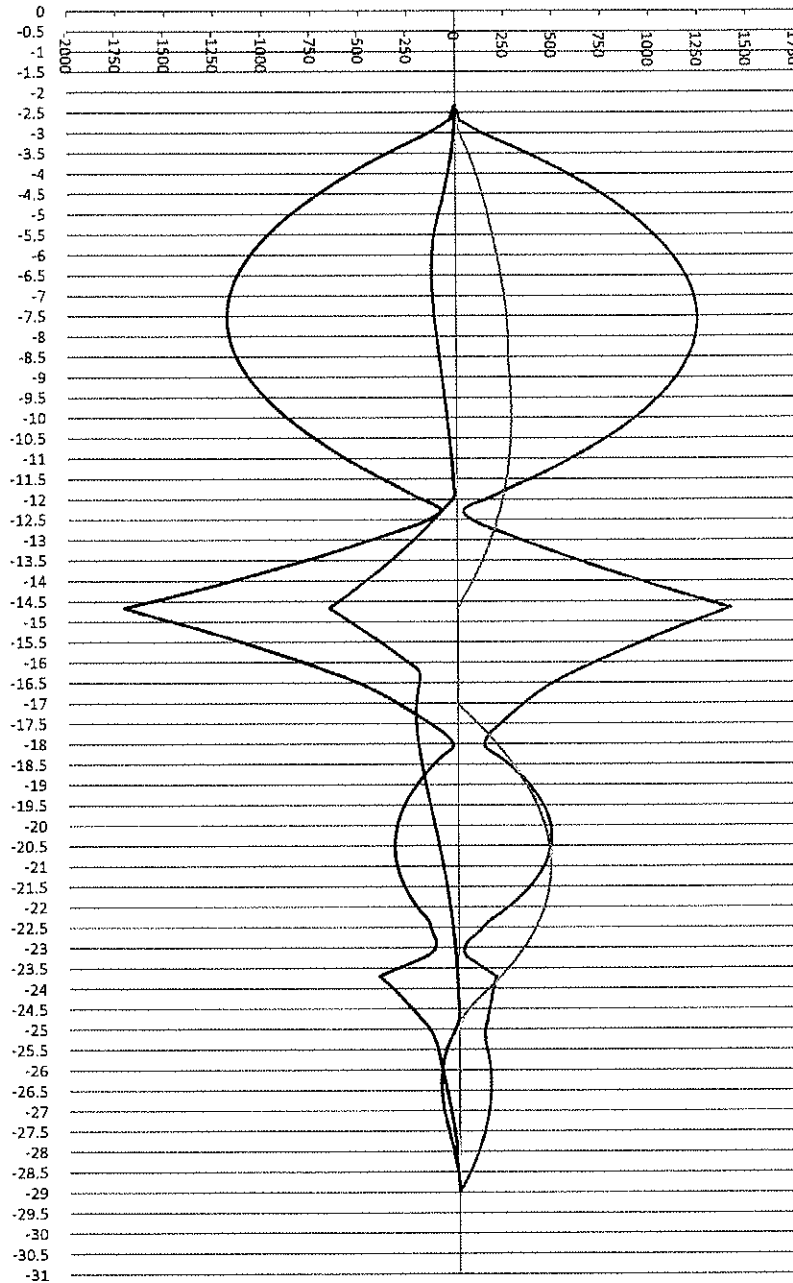


0.4.2. Estructuras



013530

5.2.1.2 Momento flector de servicio.



— M+ largo plazo - - - - M- largo plazo
 M+ corto plazo - · - · M- corto plazo

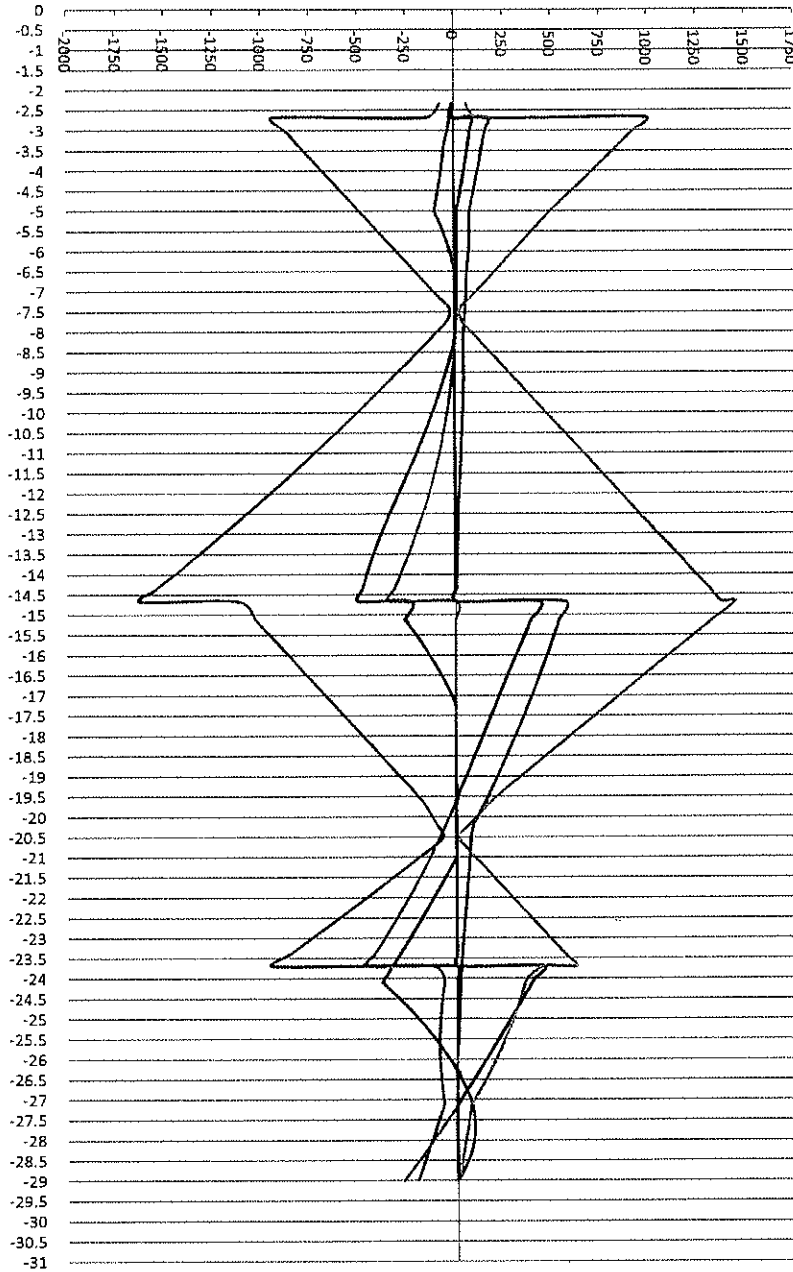
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

5.2.1.3 Esfuerzo cortante.

013531



- V+ corto plazo
- V+ largo plazo
- V+ largo plazo y sismo
- V- corto plazo
- V- largo plazo



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

0.4.2. Estructuras



5.2.2 Dimensionamiento del refuerzo.

013532

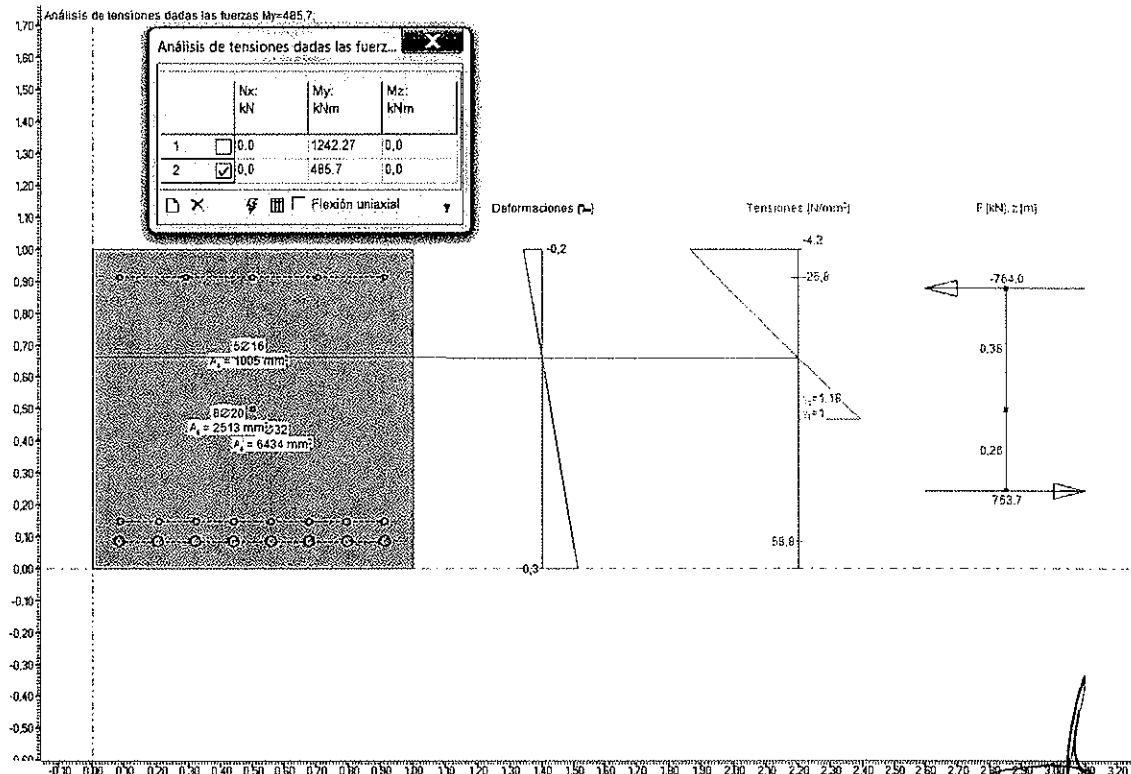
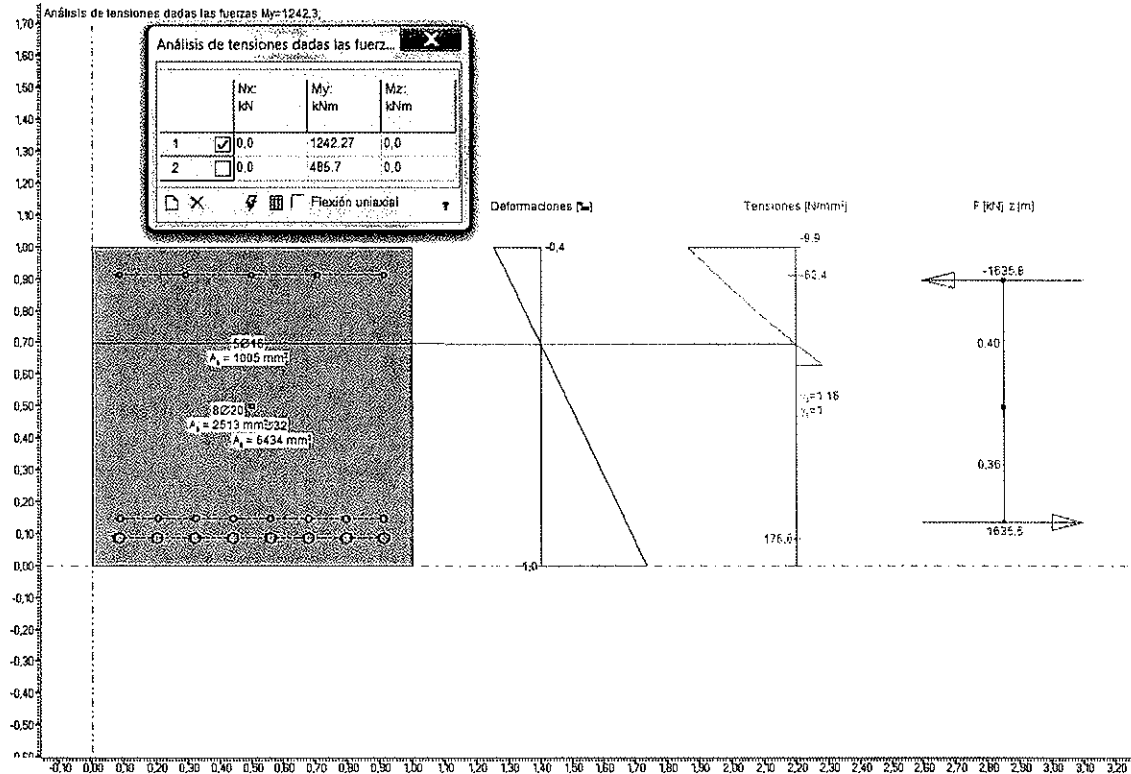
- Refuerzo: 8φ32pml + 8φ20pml:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

Momento Nominal	Mn φMn	3036433128 N-mm 2732,79 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuántía de la Armadura a Tracción	ρ	1,01%
Resistencia del Acero de Armas	fy	420 N/mm ²
Resistencia del Hormigón	f'c	25 N/mm ²
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coficiente Reductor de Flexión	φ	0,8
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1º	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	8
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2º	20 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	8
Recurbimiento de las Armaduras	r	32 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	58 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	118,2921348 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	881,7078652 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	8947,26 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	3,906 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra (c) y la ε.t		
Fibra Neutra	c	171,59 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	881,7078652 mm
	c/d	0,1946 -
	c/d*	0,1946 -
Deformación a Tracción	ε.t	12,416 ‰
		0,012
Armadura a Tracción	ρ	1,01%
	ρ*	0,99%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	29,390 cm ²
	ρs,min	0,333%

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL






0.4.2. Estructuras

013534

FISURACIÓN SEGÚN ACI 224. APARTADO 4.2.3.2. APLICACIÓN DEL EUROCODIGO2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,18 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	E.sm	0,000785111
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	S.rm	138,195 mm
Coefficiente de Carga	β	1,7
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	176,6 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	58,8 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	26,68332813 mm
Cuantía efectiva	p.l	3,025%
Armadura de Tracción	A.s	8947,26 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	295730,3371 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	2217,98 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	295730,3371 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

- Refuerzo: 8 ϕ 32pml + 8 ϕ 25pml:

013535

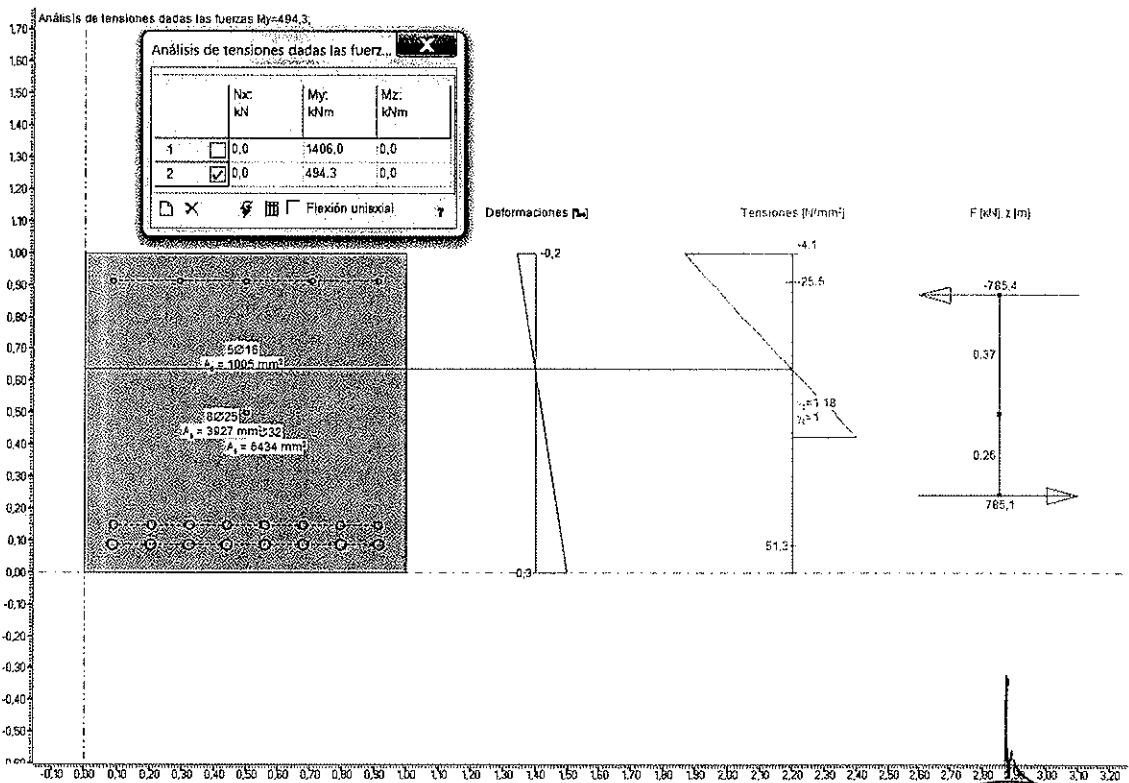
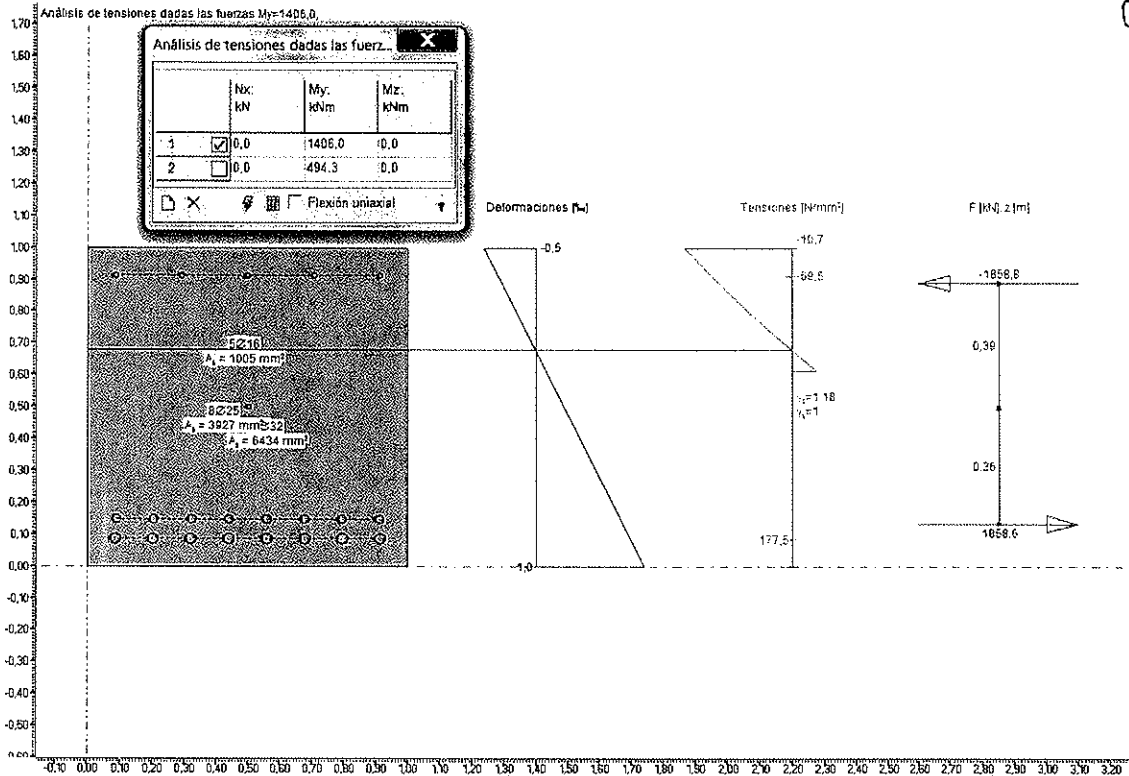
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

Momento Nominal	Mn	3436655728 N-mm
	ϕ Mn	3092,99 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuántía de la Armadura a Tracción	ρ	1,184%
Resistencia del Acero de Armas	fy	420 N/mm ²
Resistencia del Hormigón	fc	30 N/mm ²
Tamaño del Arido del Hormigón	a	20 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	ϕ 1 ^º	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1 ^º	8 ud
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	ϕ 2 ^º	25 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2 ^º	8 ud
Recurbimiento de las Armaduras	r	70 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	60,5 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	ϕ cerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	124,930564 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	875,069436 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	10360,97 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	4,488 N/mm ²
Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la ϵ_t		
Fibra Neutra	c	207,85 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	875,069436 mm
	c/d	0,2375
	c/d*	0,2375
Deformación a Tracción	ϵ_t	9,630 ‰
		0,010
Armadura a Tracción	ρ	1,18%
	ρ^*	1,21%
	β_1	0,836
Armadura Mínima de ACI	As,min	29,169 cm ²
	ρ s.min	0,333%



0.4.2. Estructuras

013536



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



0.4.2. Estructuras

FISURACIÓN SEGUN ACI 224 APARTADO 4.2.3.2 APLICACIÓN DEL EUROCÓDIGO2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,19 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000813368
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	136,557 mm
Coefficiente de Carga	β	1,7
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	177,5 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	51,3 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	28,71410803 mm
Cuantía efectiva	p.l	3,317%
Armadura de Tracción	A.s	10360,97 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	312326,4099 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	2342,45 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	312326,4099 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASARE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 



0.4.2. Estructuras

- Refuerzo: 8φ32pml + 8φ32pml:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

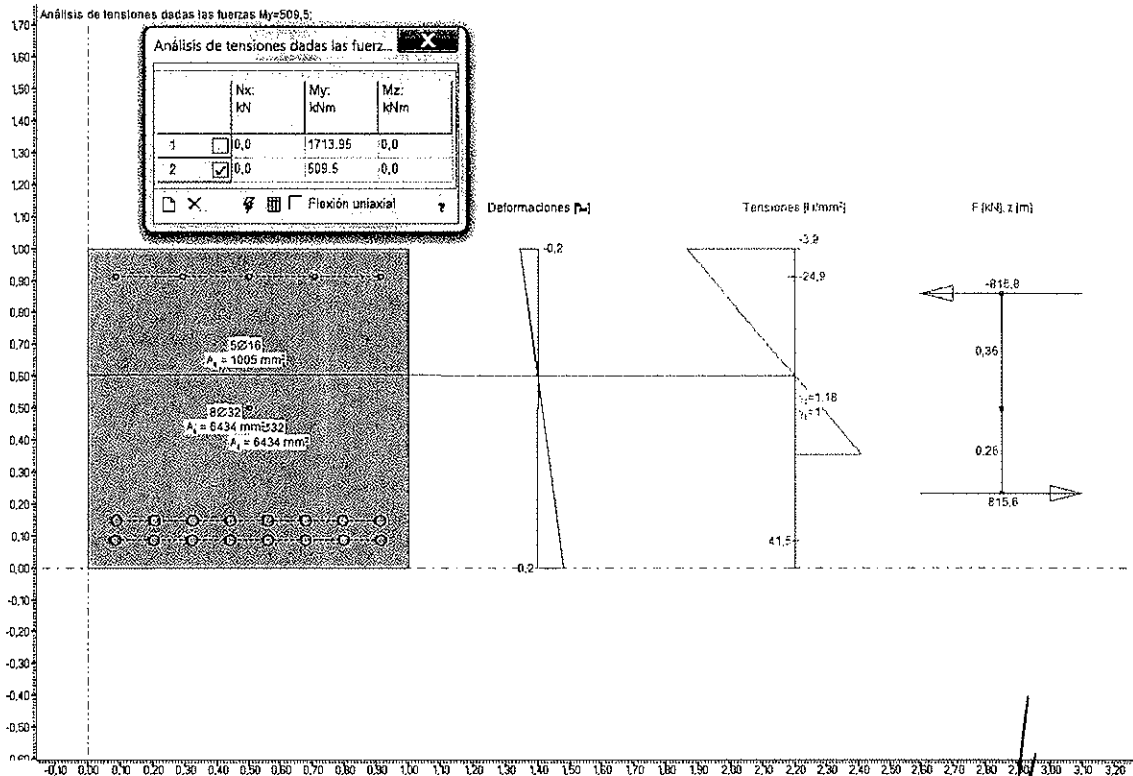
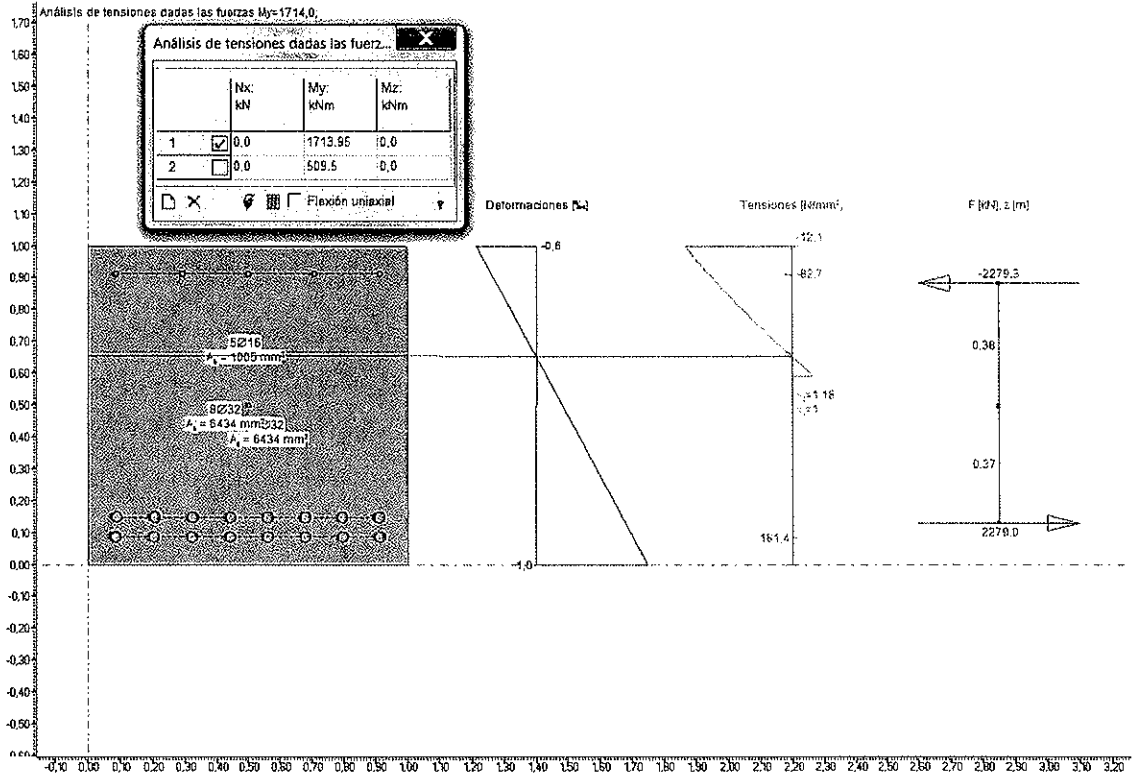
Momento Nominal	Mn	4107608175 N·mm
	φMn	3696,85 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuantía de la Armadura a Tracción	ρ	1,49%
Resistencia del Acero de Armas	fy	420 MPa
Resistencia del Hormigón	f'c	25 MPa
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	φ	0,85
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1º	8φ32
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	8
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2º	8φ32
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	8
Recubrimiento de las Armaduras	r	32 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	64 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	134 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	866 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	12867,96 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	5,477 N/mm ²
- Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la εt		
Fibra Neutra	c	266,38 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	866 mm
	c/d	0,3076 -
	c/d*	0,3076 -
Deformación a Tracción	εt	6,753 ‰ 0,007
Armadura a Tracción	ρ	1,49%
	ρ*	1,56%
	β1	0,836
- Armadura Mínima de ACI	As,min	28,867 cm ²
	ρ s.min	0,333%

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

FISURACIÓN SEGUN ACI 224 APARTADO 4.2.3.2 APLICACION DEL EUROCODIGO 2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,19 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	0,000859529
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	133,308 mm
Coefficiente de Carga	β	1,7
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	$\sigma.s$	181,4 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	$\sigma.sr$	41,5 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	32 mm
Cuantía efectiva	$\rho.l$	3,841%
Armadura de Tracción	A.s	12867,96 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	335000 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras.	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	2512,50 mm ²
	kc	0,4
	k	1
R11.2.1.1	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	335000 mm ²
	$\sigma.s$	160,00 N/mm ²
	Sep.Maxima	300 mm

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

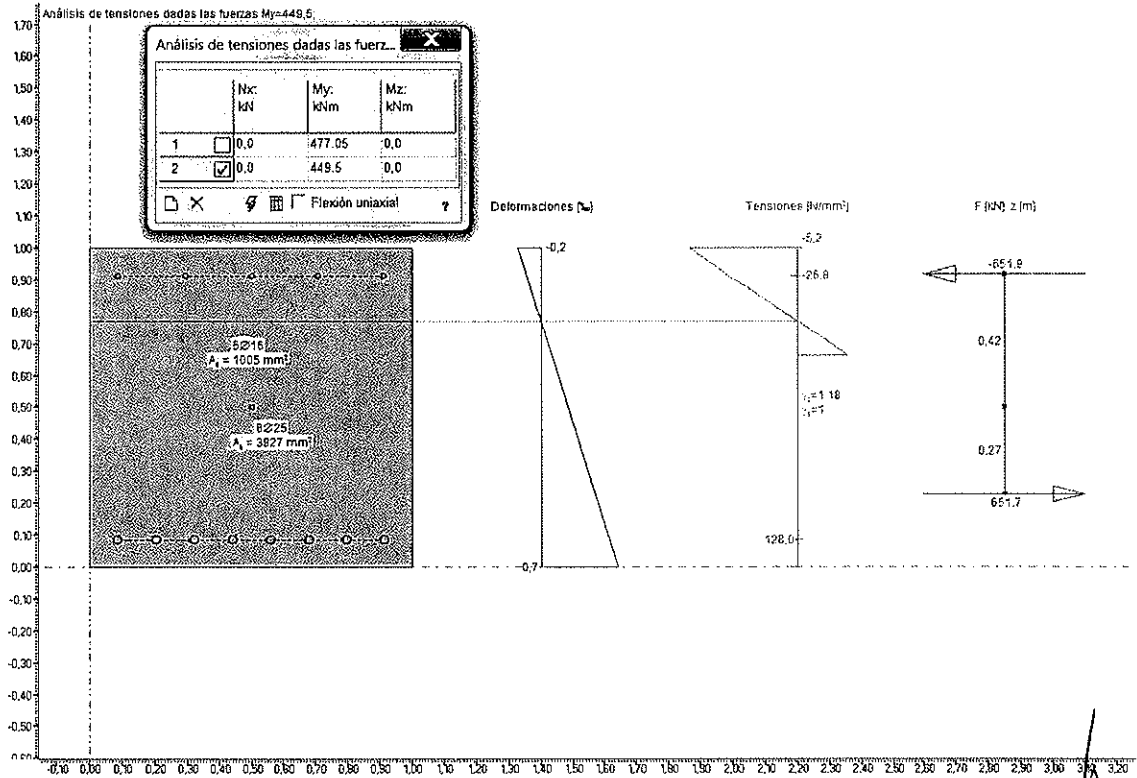
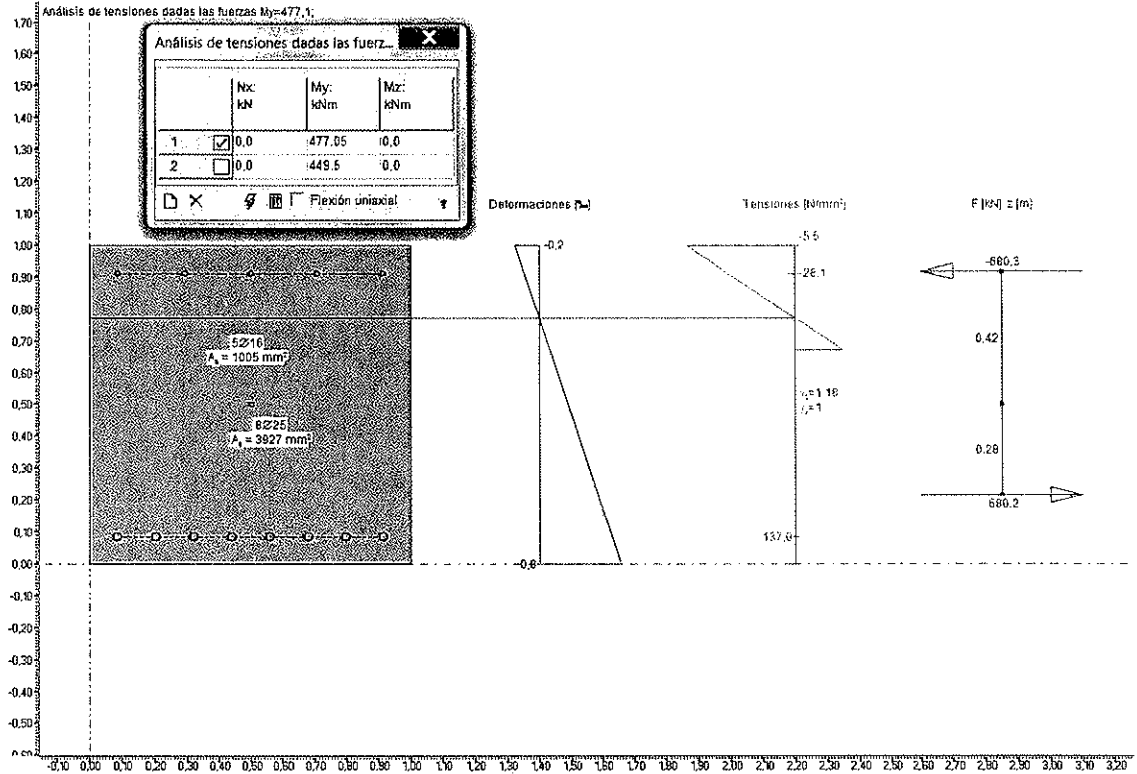
- Refuerzo: 8φ25pml:

COMPROBACION A FLEXION SIMPLE

Momento Nominal	Mn	1433537127 N·mm
	φMn	1290,18 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1000 mm
Cuantía de la Armadura a Tracción	ρ	
Resistencia del Acero de Armas	fy	
Resistencia del Hormigón	fc	
Tamaño del Arido del Hormigón	a	
Coefficiente Reductor de Flexión	φ	
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ1º	
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ2º	
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	
Recurbimiento de las Armaduras	r	
Separación entre Capas	sep.capas	0 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.eje.capa	0 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φcerco	16 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Traccionada	do	98,5 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	901,5 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	3926,99 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	1,764 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la εt		
Fibra Neutra	c	86,71 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	901,5 mm
	c/d	0,0962 -
	c/d*	0,0962 -
Deformación a Tracción	εt	28,189 ‰ 0,028
Armadura a Tracción	ρ	0,44%
	ρ*	0,49%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI	As,min	30,050 cm ²
	p.s.min	0,333%



0.4.2. Estructuras





0.4.2. Estructuras

FISURACIÓN SEGUN AC 224. APARTADO 4.2.3.2. APLICACION DEL EUROCODIGO2

Ancho de la Fisura de Diseño	wk	0,03 mm
Separación Media de Fisuras Estabilizadas	e.sm	8,70438E-05
Deformación de las Armaduras con los Esfuerzos Actuantes	Srm	206,768 mm
Coefficiente de Carga	β	1,7
Tensión de las Armaduras Ante carga Actuante	σ_s	137 N/mm ²
Tensión de las Armaduras en el momento de la Fisuración.	σ_{sr}	128 N/mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	β_1	1
Coefficiente de Cargas	β_2	1
Módulo de Deformación del Acero	Es	200000 N/mm ²
Diámetro Equivalente de las Barras	d.b	25 mm
Cuantía efectiva	ρ_l	1,595%
Armadura de Tracción	As	3926,99 mm ²
Armadura Efectiva del Hormigón	A.ct	246250 mm ²
Coefficiente de Tipologías de Barras	k1	0,8
Coefficiente dependiente del Estado de Carga.	k2	0,5
Según la ecuación (4-14) se puede estimar el A.s,min	A.s,min	1234,46 mm ²
	kc	0,4
	k	1
	fct,eff	3 N/mm ²
	Act	246250 mm ²
	σ_s	239,38 N/mm ²
	Sep.Maxima	250 mm

R11.2.1.1

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASARE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

- Refuerzo transversal: 4 ramas $\phi 10$ a 20 (para un refuerzo de $8\phi 25\text{pmi}$)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$		$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades		λ	1
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3)	V_c	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima		$A_{v,min}/S$	8,085 cm ² /m 0,809 mm ² /mm
Resistencia a Tracción del Acero		f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min}/S$		$V_{s,min}$	306,14 kN
Diámetro del Cerco de Cortante		ϕ_{cerco}	10 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano		N.ramas	4 uds
Separación entre Ramas		S.ramas	20 cm
Armadura Colocada a Cortante		$A_{cortante}$	15,71 cm ² /m 1,570796327 mm ² /mm
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO		V_s	594,75 kN
Factor de Resistencia por Cortante		ϕ	0,75
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c+V_s)$	1075,62 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_s)$	446,06 kN

- Refuerzo transversal: 4 ramas $\phi 12$ a 20 (para un refuerzo de $8\phi 25\text{pmi}$)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$		$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades		λ	1
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3)	V_c	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima		$A_{v,min}/S$	8,085 cm ² /m 0,809 mm ² /mm
Resistencia a Tracción del Acero		f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min}/S$		$V_{s,min}$	306,14 kN
Diámetro del Cerco de Cortante		ϕ_{cerco}	12 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano		N.ramas	4 uds
Separación entre Ramas		S.ramas	20 cm
Armadura Colocada a Cortante		$A_{cortante}$	22,62 cm ² /m 2,261946711 mm ² /mm
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO		V_s	856,44 kN
Factor de Resistencia por Cortante		ϕ	0,75
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c+V_s)$	1271,89 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_s)$	642,33 kN





0.4.2. Estructuras

- Refuerzo transversal: 4 ramas $\phi 12$ a 20 (para un refuerzo de $8\phi 25$ pl)

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$		$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades		λ	-
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3)	V_c	839,41 kN
Armadura de Cortante Mínima		$A_{v,min}/S$	8,085 cm ² /m
Resistencia a Tracción del Acero		f_{yt}	0,809 mm ² /mm
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min}/S$		$V_{s,min}$	420 N/mm ²
Diámetro del Cerco de Cortante		ϕ_{cerco}	12 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano		N. ramas	6 uds
Separación entre Ramas		S. ramas	10 cm
Armadura Colocada a Cortante		$A_{cortante}$	67,86 cm ² /m
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO		V_s	6,785840132 mm ² /mm
Factor de Resistencia por Cortante		ϕ	2569,32 kN
			0,75 -
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c+V_s)$	2556,55 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_c)$	629,56 kN
Cortante Total Resistido		$\phi(V_s)$	1926,99 kN

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

6 DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL

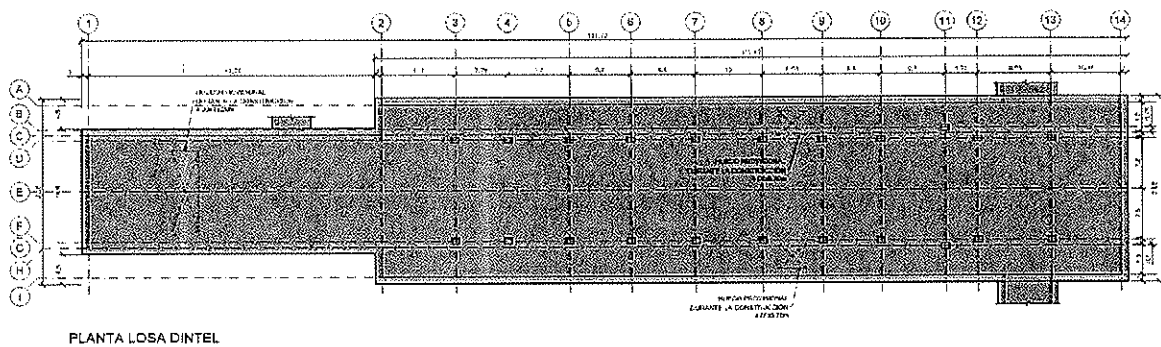
6.1 GENERALIDADES.

La losa de cubrición de la estación se materializa mediante losa maciza de concreto armado de 135 cm de espesor, ejecutada in situ apoyada en el terreno.

Desde el punto de vista estructural la losa se comporta como un elemento simplemente apoyado en las pantallas perimetrales y en dos líneas de pilas ubicadas en la zona de mayor luz de la estación.

Las luces de cálculo de la losa, medidas a ejes de pantalla, son de 26.80 m en la zona ancha y de 17.80 m en la zona estrecha.

Se prevén en el dintel tres huecos provisionales durante la fase de construcción.



6.2 BASES DE CÁLCULO.

6.2.1 Cargas.

De acuerdo a las Bases de Cálculo generales desarrolladas en el presente documento, los valores característicos de las cargas consideradas en el cálculo de la losa de cubrición son:

- Peso propio (PP)
 - o De acuerdo a la densidad del hormigón armado (25 KN/m³) y al espesor de la losa, resulta una carga distribuida de $25 \times 1.35 = 33.75$ KN/m². El valor de la carga de peso propio se considera de forma automática en el programa de cálculo.
- Cargas muertas (CM)
 - o Según lo expuesto, se considera un espesor de tierras sobre el dintel de 2.00 m de espesor máximo con una densidad de 20 KN/m³, lo que supone una carga distribuida de $20 \times 2.00 = 40$ KN/m².
- Cargas vivas (Qa)
 - o La carga viva considerada es de 20 KN/m².

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



6.2.2 Combinaciones.

Las combinaciones asociadas a Estados Últimos de resistencia consideradas se basan en lo establecido en el capítulo 9 de NTE E.60, siendo la combinatoria la siguiente:



0.4.2. Estructuras

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.400	1.400	
2	1.400	1.400	1.700

A los efectos de Estados de Servicio, las combinaciones consideradas son:

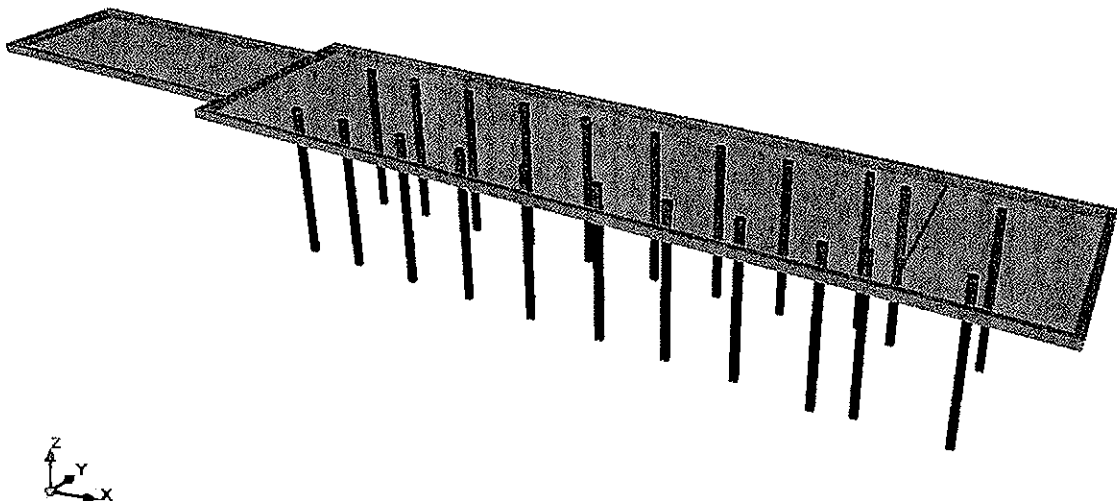
Comb.	PP	CM	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000

6.2.3 Modelo de cálculo.

Se ha empleado el software CYPECAD para modelar el elemento estructural, consistente en un modelo de elementos finitos tipo "shell" y "beam".

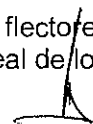
Las pantallas se modelan como apoyos libres al giro, con el mismo espesor que las pantallas perimetrales, de forma que la luz de cálculo del dintel es la distancia entre ejes de pantallas.

Los pilares se consideran como apoyos cuya rigidez axial se obtiene de forma automática a partir de la sección y longitud del elemento. A estos efectos, en el modelo se ha considerado la longitud del pilar más largo.



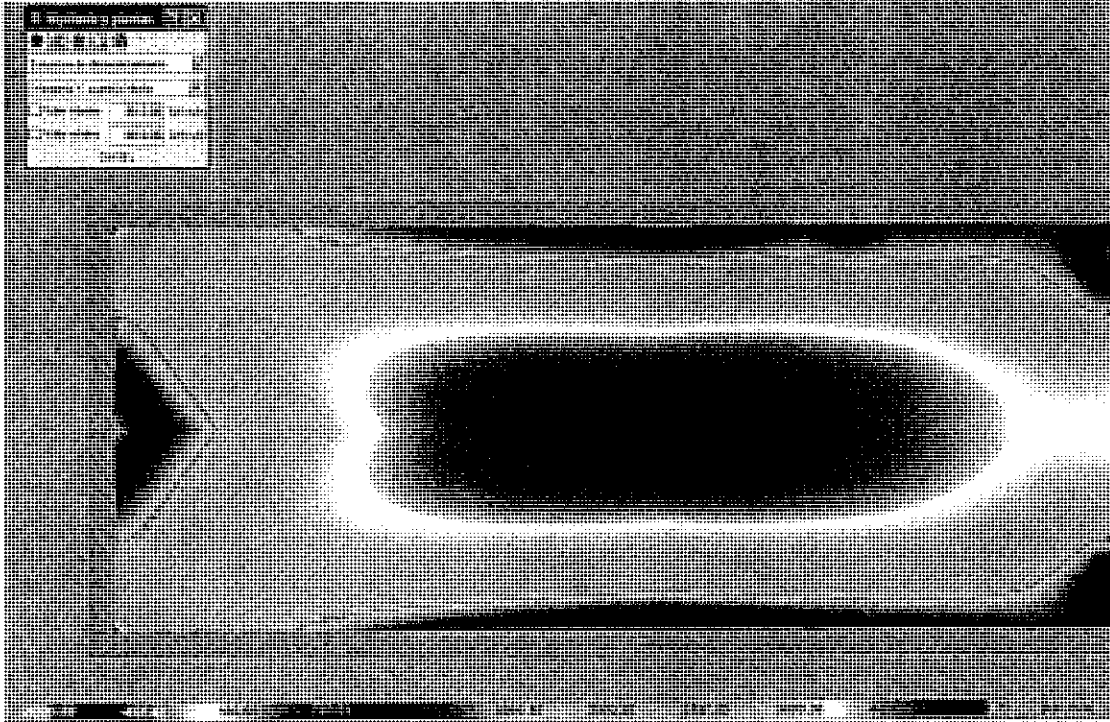
6.3 ESFUERZOS DE CÁLCULO.

Se muestran a continuación las distribuciones de esfuerzos de cálculo (momentos flectores y esfuerzos cortantes) obtenidos del modelo. Los valores se muestran por metro lineal de losa.

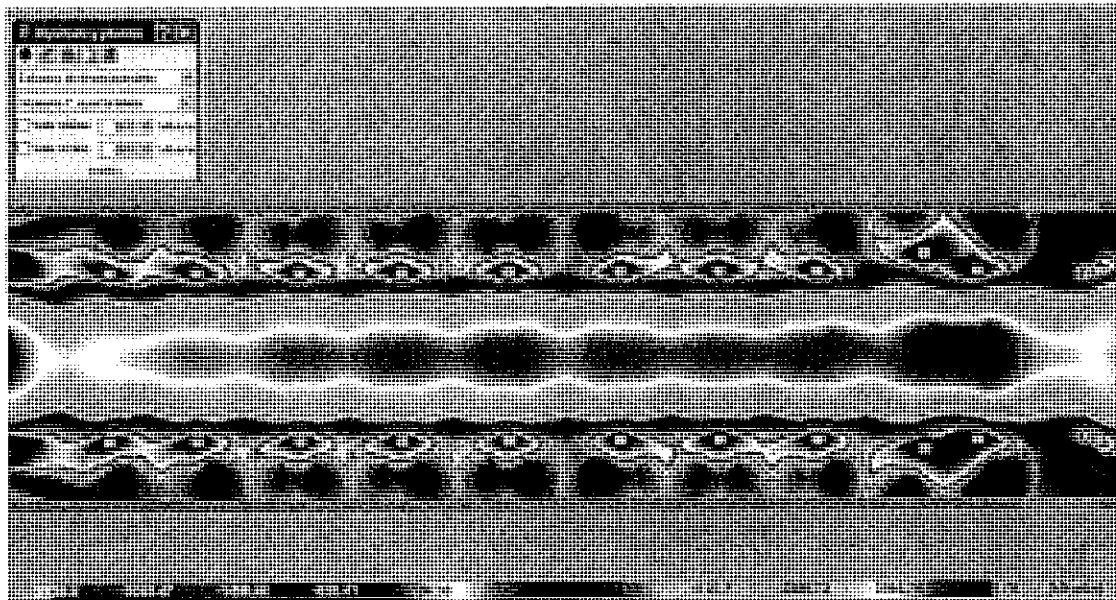


0.4.2. Estructuras



6.3.1 Momento Y, cuantía inferior



My (KNm/ml). Cuantía inferior. Zona estrecha.



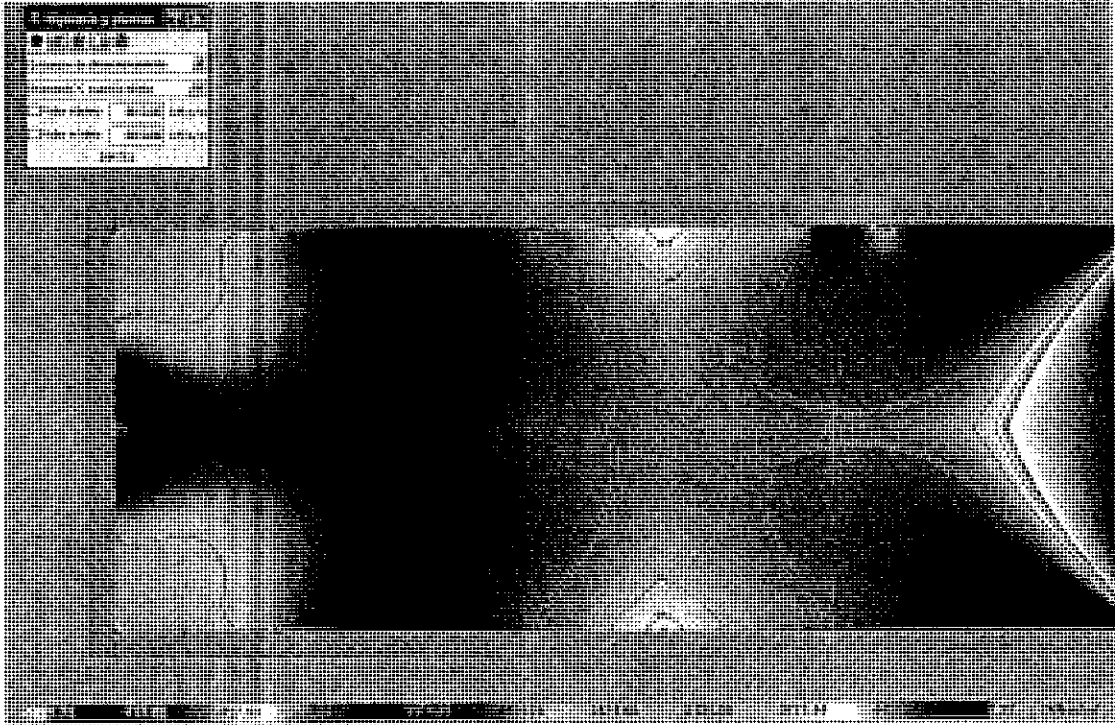
My (KNm/ml). Cuantía inferior. Zona ancha.


CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

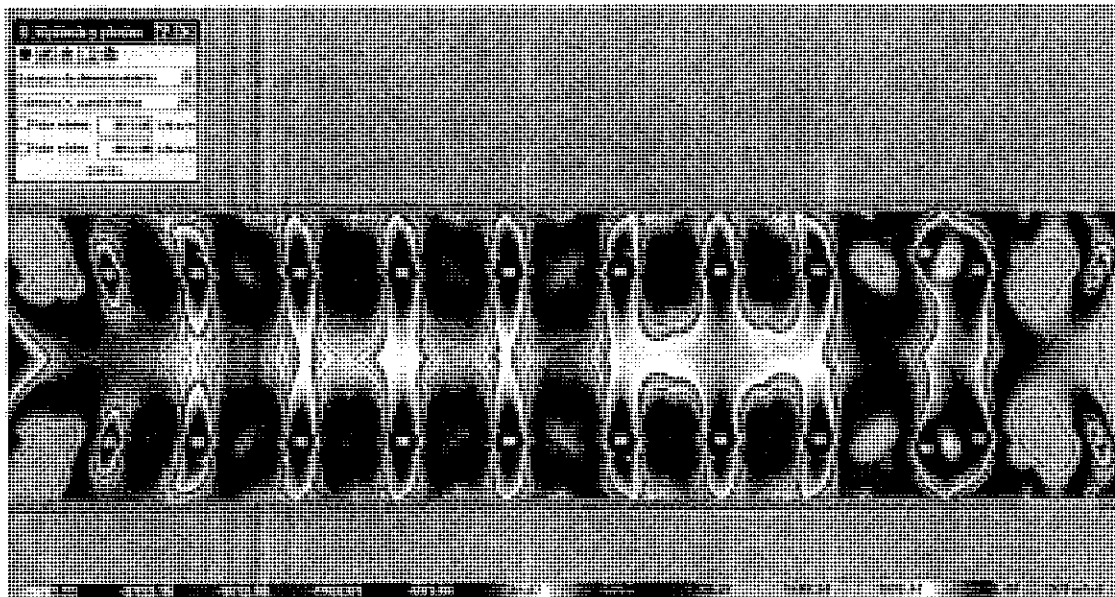


0.4.2. Estructuras

6.3.2 Momento X, cuantía inferior



Mx (KNm/ml). Cuantía inferior. Zona estrecha.



Mx (KNm/ml). Cuantía inferior. Zona ancha.

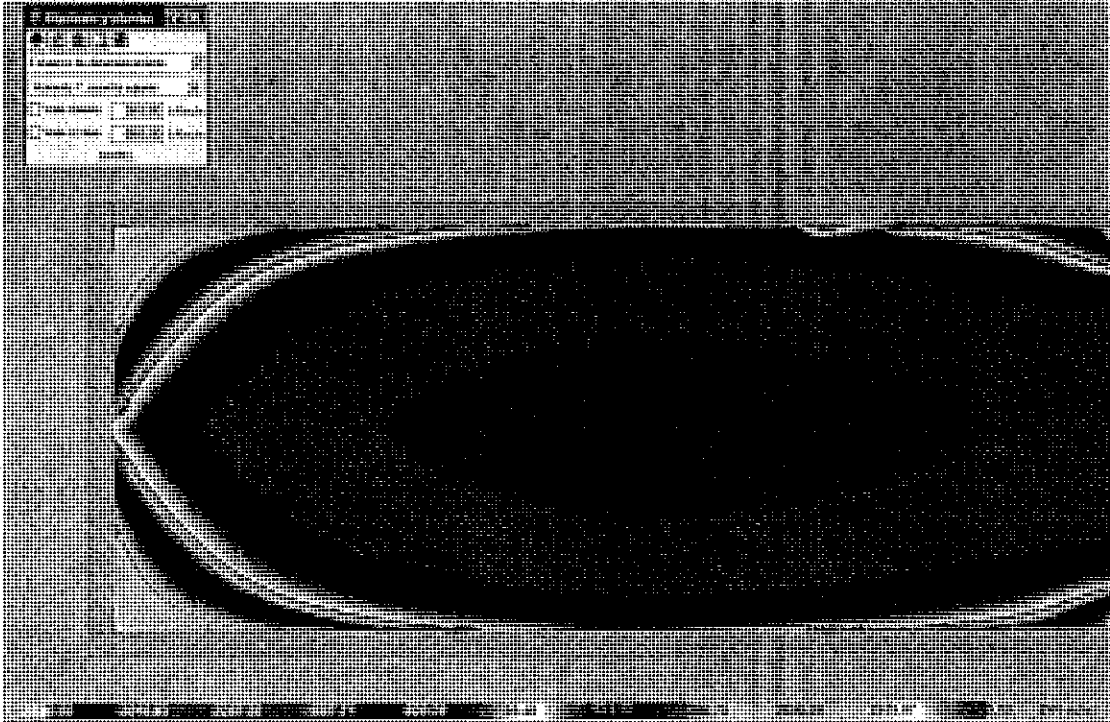
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



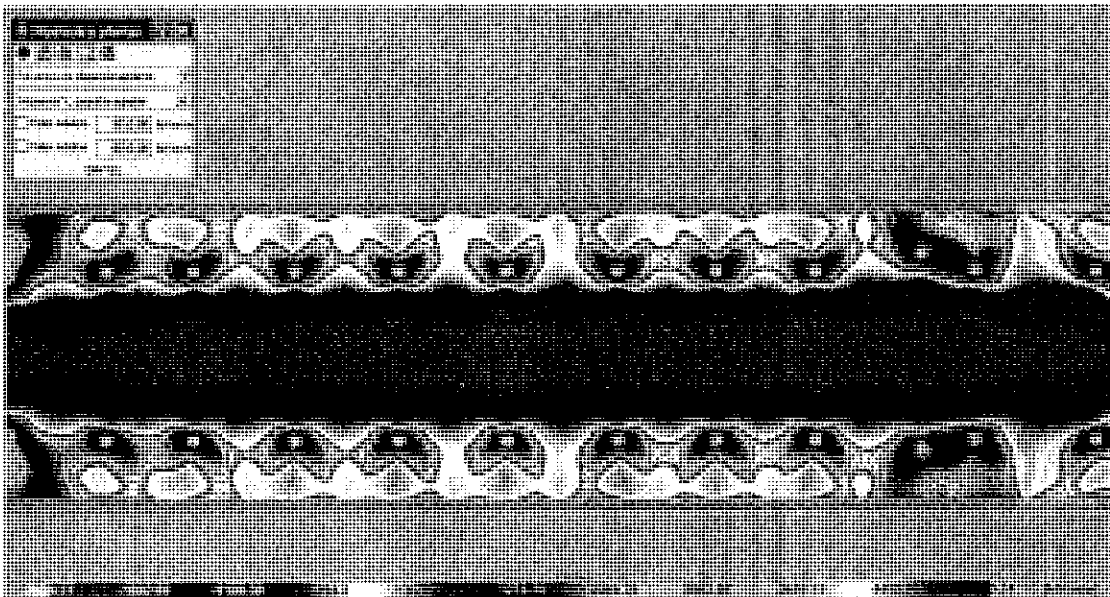


0.4.2. Estructuras

6.3.3 Momento Y, cuantía superior



My (KNm/ml). Cuantía superior. Zona estrecha.



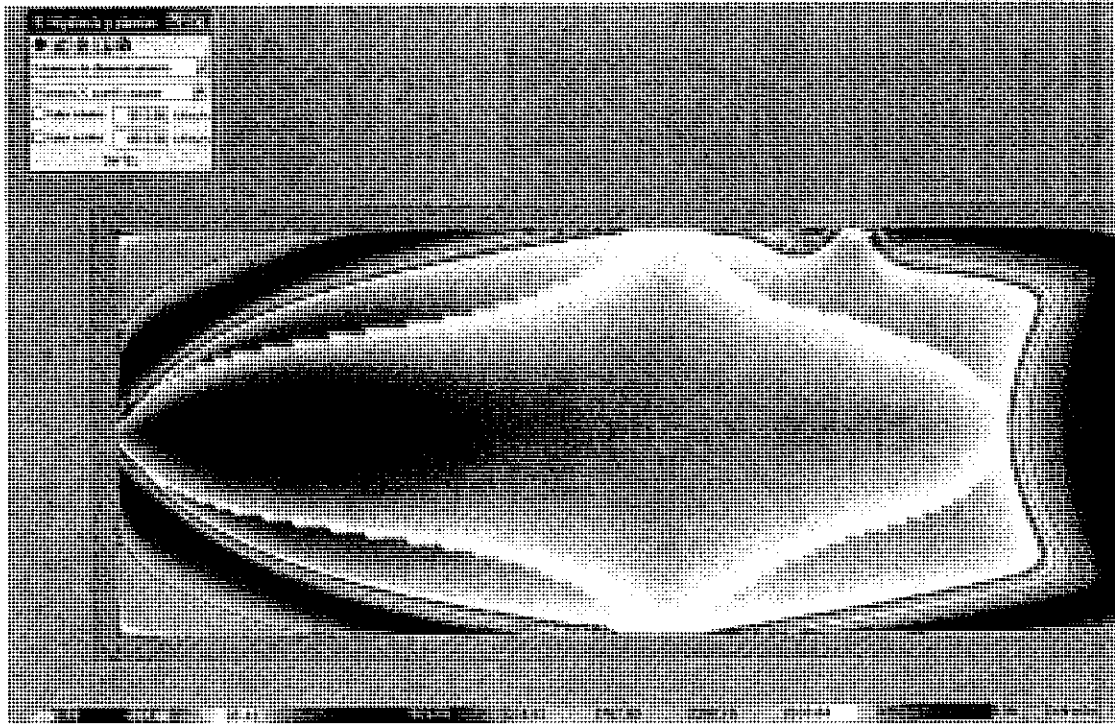
My (KNm/ml). Cuantía superior. Zona ancha.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

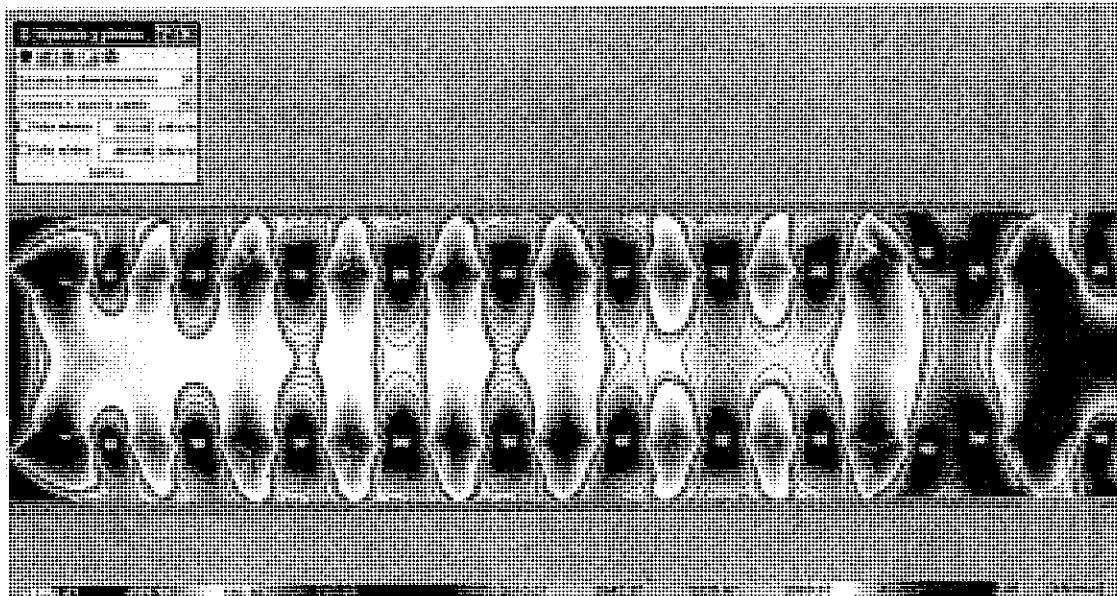


0.4.2. Estructuras


6.3.4 Momento X, cuantía superior



Mx (KNm/ml). Cuantía superior. Zona estrecha.



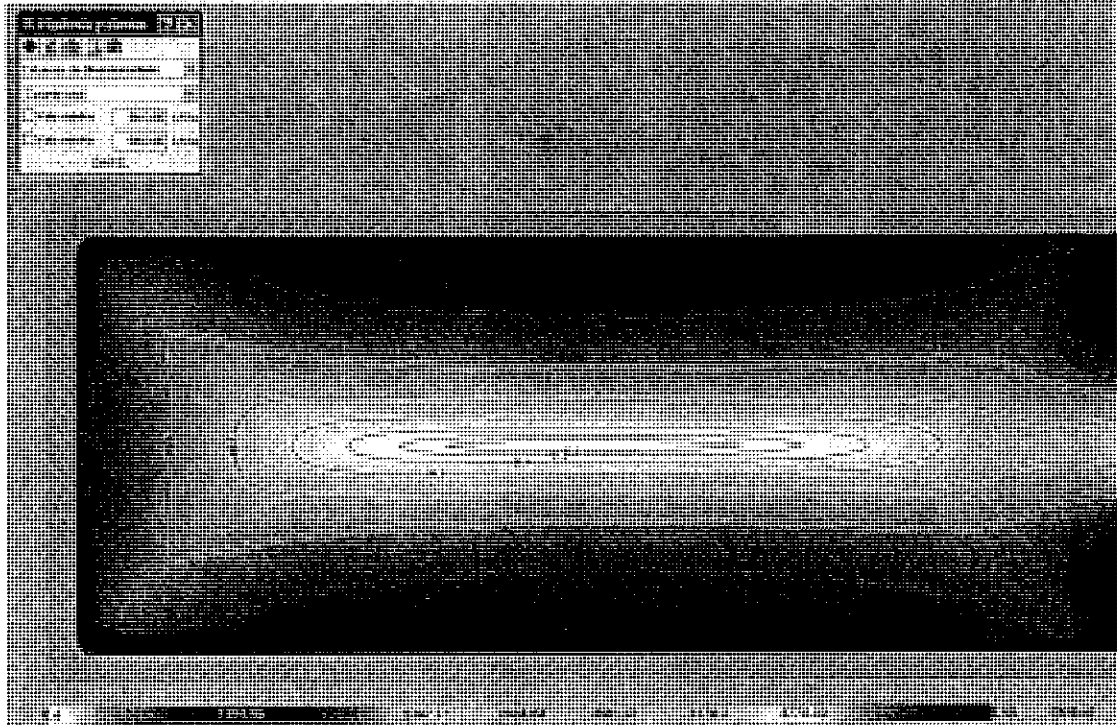
Mx (KNm/ml). Cuantía superior. Zona ancha.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

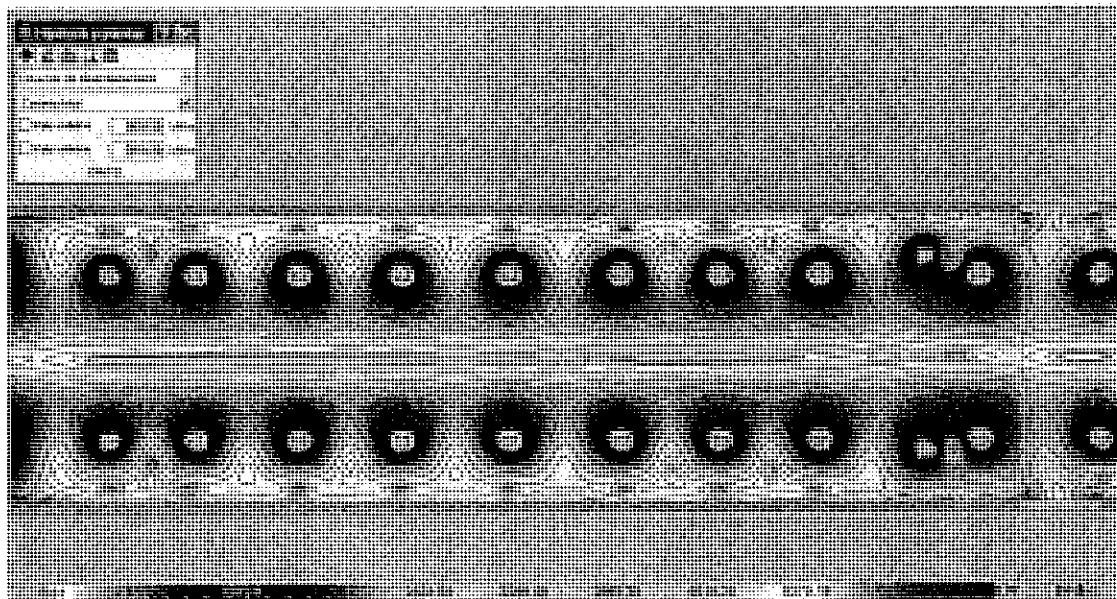


0.4.2. Estructuras

6.3.5 Cortante total



V (KN/ml). Zona estrecha.



V (KN/ml). Zona ancha.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





O.4.2. Estructuras

6.4 JUSTIFICACIÓN DE REFUERZOS.

6.4.1 Metodología

Se incluyen en este capítulo las justificaciones de los armados dispuestos en la losa.

En el caso de la verificación del cumplimiento de la sección frente a Estado Límite de resistencia se recoge el cálculo de la resistencia de la sección de acuerdo a ACI 318S-08 para las secciones principales (armadura base y refuerzos). Una vez obtenida la resistencia de la sección frente al esfuerzo analizado (momento o cortante), se complementa con el gráfico de isóneas de esfuerzos, indicando las zonas de cumplimiento de cada refuerzo.

Para la verificación de la abertura de fisura en Estado Límite de Servicio, se incluye el análisis tensional de las secciones representativas de la losa. Del análisis tensional de la sección, realizado con el programa CUBUS FAGUS, se obtienen las tensiones en el refuerzo sometido al momento de servicio y al momento inmediatamente posterior a la fisuración. Dichas tensiones permiten obtener la abertura de fisura empleando la formulación recogida en el Eurocódigo 2.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





0.4.2. Estructuras

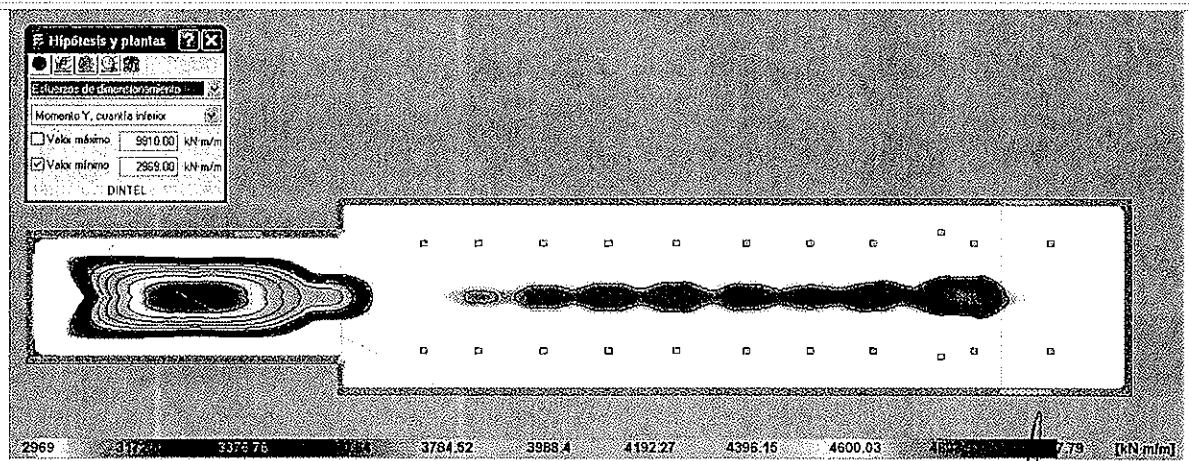
6.4.2 Refuerzo transversal inferior (T.I)

6.4.2.1 Estado Límite de Resistencia

Armadura: Ø 1 1/4" c/125

COMPROBACION A FLEXION SIMPLE		
Momento Nominal	Mn	3299513079 N·mm
	φ·Mn	2969,56 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1350 mm
Cuántía de la Armadura a Tracción	ρ	0,505%
Resistencia del Acero de Armas	fy	420 N/mm ²
Resistencia del Hormigón	fc	30 N/mm ²
Tamaño del Arido del Hormigón	a	20 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	φ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	φ.1º	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	8 ud
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	φ.2º	mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	ud
Recurbimiento de las Armaduras	r	50 mm
Separación entre Capas	sep.capas	0 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	0 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	φ.cerco	10 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	do	76 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1274 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	6433,98 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	2,033 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la e.t		
Fibra Neutra	c	146,51 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1274 mm
	c/d	0,1150
	c/d*	0,1150
Deformación a Tracción	e.t	23,087 ‰
		0,023
Armadura a Tracción	ρ	0,51%
	ρ*	0,58%
	β1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	42,467 cm ²
	ps.min	0,333%

ZONAS CUBIERTAS POR EL REFUERZO (zona blanca)



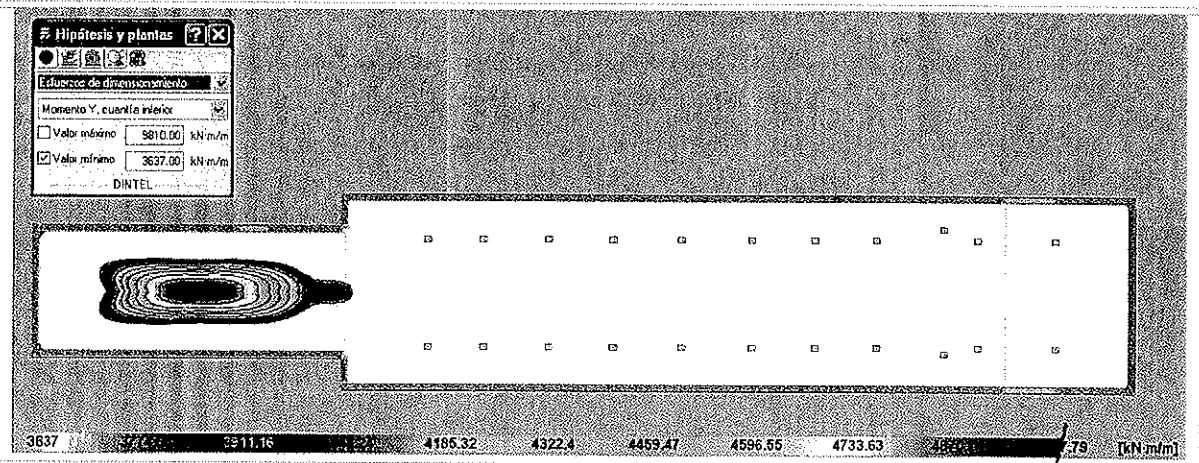


0.4.2. Estructuras

Armadura: $\varnothing 1 \frac{1}{4}''$ c/125 + $\varnothing 5/8''$ c/125

COMPROBACION A FLEXION SIMPLE		
Momento Nominal	Mn	4041815199 N-mm
	ϕ -Mn	3637,63 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1350 mm
Cuántia de la Armadura a Tracción	ρ	0,637%
Resistencia del Acero de Armas	f_y	420 MPa
Resistencia del Hormigón	f_c	25 MPa
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	$\phi.1^{\circ}$	12 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	12
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	$\phi.2^{\circ}$	12 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	12
Recubrimiento de las Armaduras	r	25 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	56 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	ϕ .cerco	10 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	d_o	87,2 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1262,8 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	8042,48 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	2,535 N/mm ²
- Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la e.t		
Fibra Neutra	c	134,32 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1262,8 mm
	c/d	0,1064 -
	c/d*	0,1064 -
Deformación a Tracción	$\epsilon.t$	25,205 ‰
		0,025
Armadura a Tracción	ρ	0,64%
	ρ^*	0,54%
	β_1	0,836
- Armadura Mínima de ACI		
	As,min	42,093 cm ²
	ps.min	0,333%

ZONAS CUBIERTAS POR EL REFUERZO (zona blanca)



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL





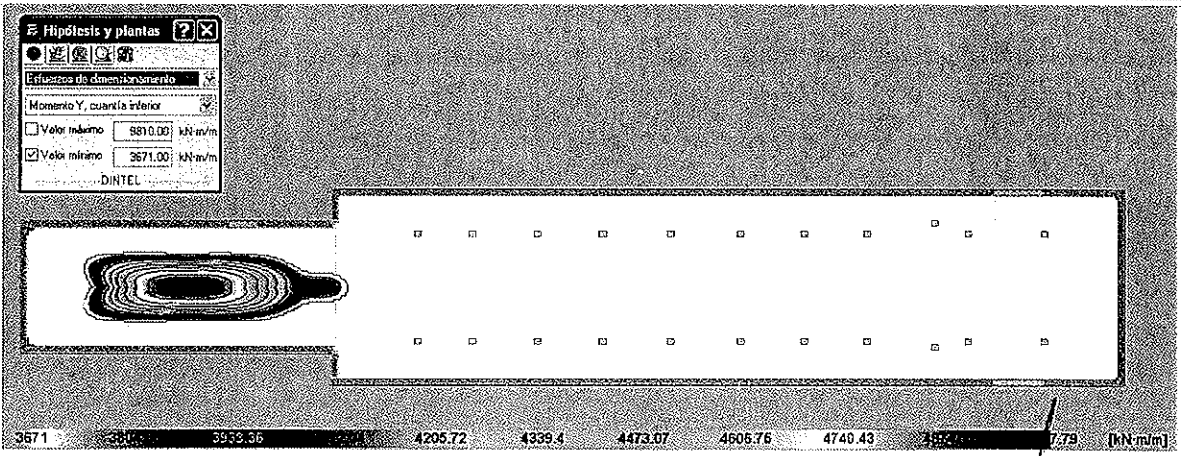
O.4.2. Estructuras

Armadura: $\emptyset 1 \frac{1}{4}'' c/100$

COMPROBACION A FLEXION SIMPLE

Momento Nominal	Mn	4079647012 N·mm
	$\phi \cdot Mn$	3671,68 kN·m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1350 mm
Cuántía de la Armadura a Tracción	ρ	0,631%
Resistencia del Acero de Armas	f_y	420 N/mm ²
Resistencia del Hormigón	f'_c	30 N/mm ²
Tamaño del Arido del Hormigón	a	20 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	$\phi \cdot 1^{\circ}$	32 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	10 ud
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	$\phi \cdot 2^{\circ}$	mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	ud
Recubrimiento de las Armaduras	r	50 mm
Separación entre Capas	sep.capas	0 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	0 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	$\phi \cdot cerco$	10 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	do	76 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1274 mm
Área Total dispuesta a Tracción	As	8042,48 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	2,514 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra [c] y la e.t		
Fibra Neutra	c	135,51 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1274 mm
	c/d	0,1064
	c/d*	0,1064
Deformación a Tracción	e.t	25,205 ‰
		0,025
Armadura a Tracción	ρ	0,63%
	ρ^*	0,54%
	β_1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	As,min	42,467 cm ²
	ps.min	0,333%

ZONAS CUBIERTAS POR EL REFUERZO (zona blanca)



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

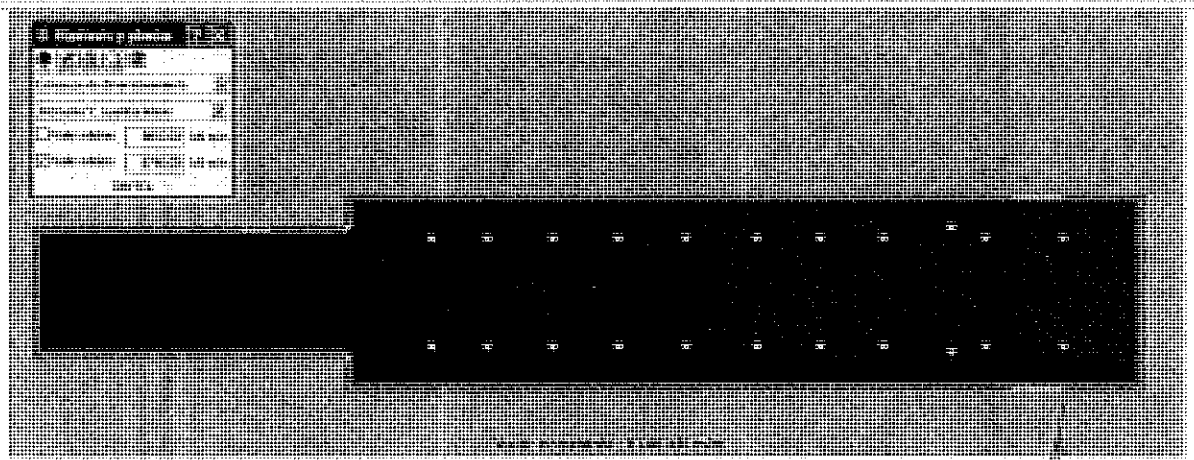



0.4.2. Estructuras

Armadura: $\emptyset 1 \frac{1}{4}" c/100 + \emptyset 1 \frac{1}{4}" c/100$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE		
Momento Nominal	Mn	7495668868 N-mm
	ϕ -Mn	6746,10 kN-m
Ancho de la Sección	b	1000 mm
Canto de la Sección	h	1350 mm
Cuantía de la Armadura a Tracción	ρ	1,295%
Resistencia del Acero de Armas	f_y	420 MPa
Resistencia del Hormigón	f'_c	25 MPa
Tamaño del Arido del Hormigón	a	16 mm
Coefficiente Reductor de Flexión	ϕ	0,9
Armadura Dispuesta en Primera Capa	ϕ .1º	10 mm
Nº de Barras en Primera Capa	N1º	10
Armadura Dispuesta en Segunda Capa	ϕ .2º	10 mm
Nº Barras en Segunda Capa	N2º	10
Recurbimiento de las Armaduras	r	10 mm
Separación entre Capas	sep.capas	32 mm
Separación de Ejes de Capas	sep.Eje.capa	64 mm
Diámetro del Cerco Dispuesto	ϕ .cerco	10 mm
distancia del Baricentro a la Fibra Más Tractionada	d_o	108 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1242 mm
Área Total dispuesta a Tracción	A_s	16084,95 mm ²
Parámetro Kn de la ACI 318-08	Kn	4,859 N/mm ²
· Procedemos a Obtener las fibra Neutra (c) y la e.t		
Fibra Neutra	c	313,53 mm
Distancia del Baricentro de las Armaduras a la Fibra Comprimida	d	1242 mm
	c/d	0,2524 -
	c/d*	0,2524 -
Deformación a Tracción	e.t	8,884 ‰
		0,009
Armadura a Tracción	ρ	1,30%
	ρ^*	1,28%
	β_1	0,836
· Armadura Mínima de ACI		
	A_s .min	41,400 cm ²
	ρ_s .min	0,333%

ZONAS CUBIERTAS POR EL REFUERZO (zona gris)



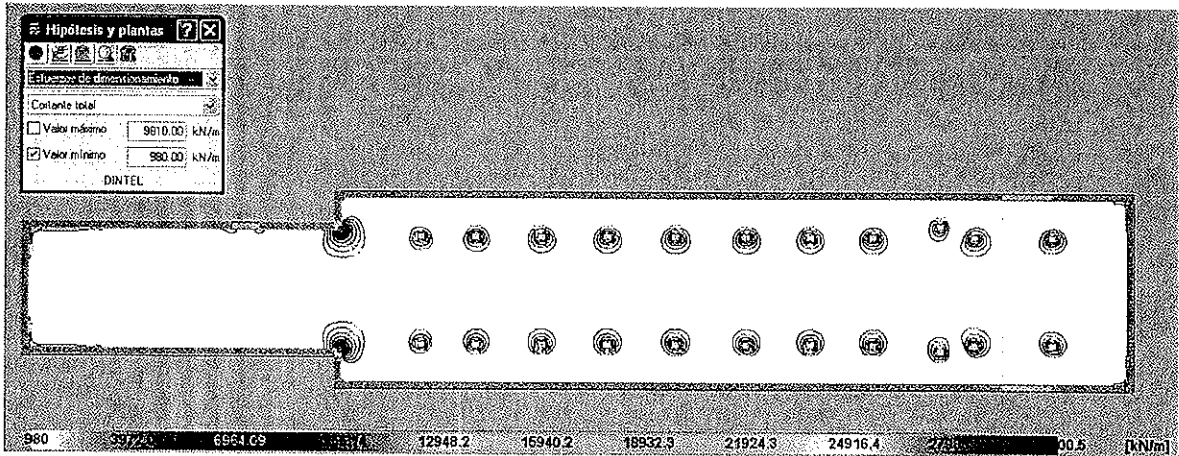
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

0.4.2. Estructuras

013500

6.4.6 Cortante

La resistencia de la sección a cortante, únicamente considerando la contribución del hormigón, es de aproximadamente $\phi V_c = 980$ KN. Las zonas donde se supera dicha resistencia son las siguientes:



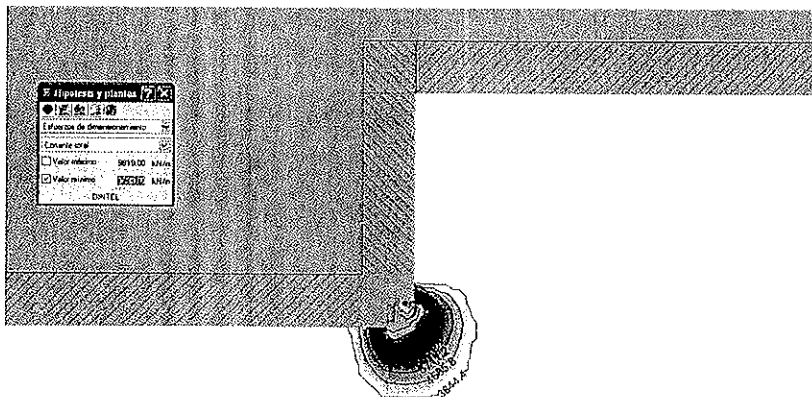
Cortante. Zonas con cortante de cálculo superior a 980 KN.


Las áreas sobre los pilares corresponden a esfuerzos de punzomamiento y por tanto se puede observar que las zonas que requieren armadura de cortante se localizan en la franja próxima a las pantallas de la zona estrecha, la esquina de la intersección de pantallas de la transición zona ancha – zona estrecha y por último, las esquinas de la zona ancha.

Se procede por tanto a disponer armadura de cortante en las tres citadas zonas, cuya justificación es la que sigue:

ESQUINA DE PANTALLAS

De acuerdo al artículo 11.1.3.1. de NTE E.60, el cortante de diseño se puede obtener a una distancia "d" (canto útil) del apoyo, en este caso las pantallas. De esta forma, el esfuerzo obtenido del modelo es de $V_u = 3690$ KN/ml.



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL 

980 3690 6984.09 14913.1 17281.8 20614.7 22725.6 25498.3 27200.5 [kN/m]

0.4.2. Estructuras

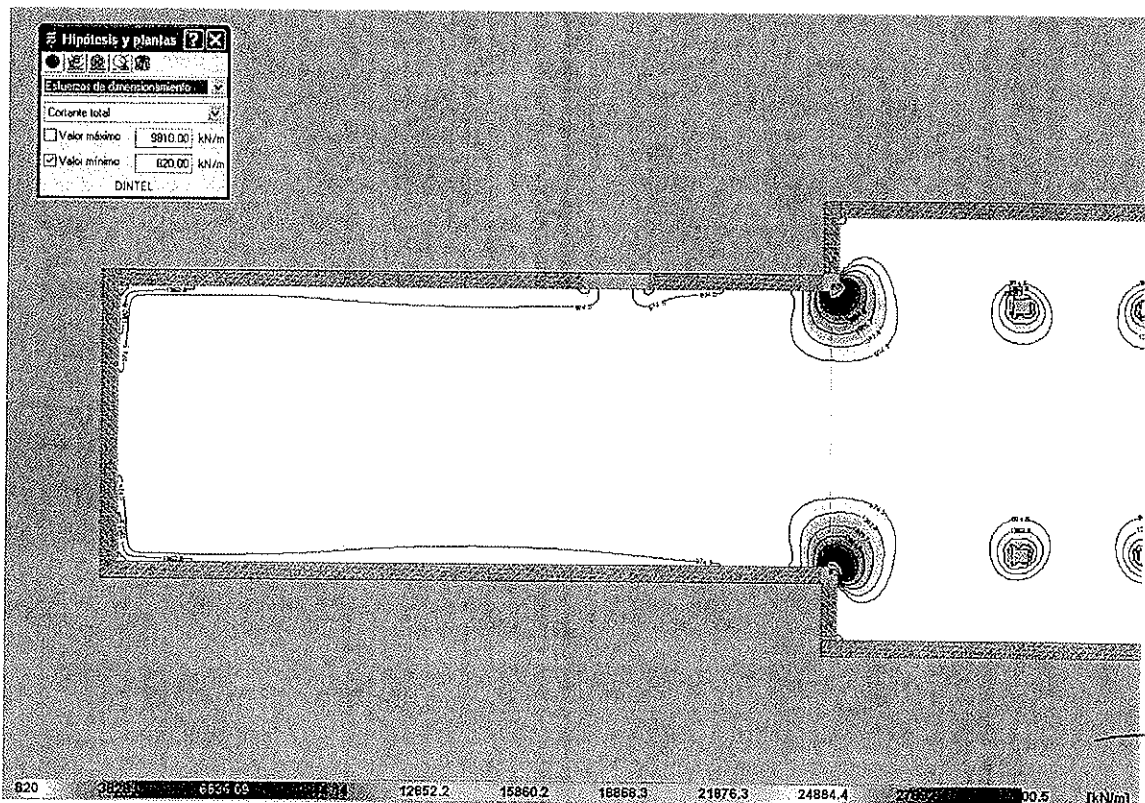
La justificación del armado es:

013581

COMPROBACIÓN A CORTANTE		
Valor Máximo de $\sqrt{f'c}$	$\sqrt{f'c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades	λ	1 -
Resistencia del Concreto a Cortante (11-3)	V_c	1156,46 kN
Armadura de Cortante Mínima	$A_{v,min/S}$	8,085 cm ² /m 0,809 mm ² /mm
Resistencia a Tracción del Acero	f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min/S}$	$V_{s,min}$	421,77 kN
Diámetro del Cerco de Cortante	ϕ_{cerco}	12 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano	N.ramas	8 uds
Separación entre Ramas	S.ramas	12,5 cm
Armadura Colocada a Cortante	$A_{cortante}$	72,38 cm ² /m 7,238229474 mm ² /mm
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO	V_s	3775,75 kN
Factor de Resistencia por Cortante	ϕ	0,75 -
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_c + V_s)$	3699,16 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_c)$	867,35 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_s)$	2831,81 kN

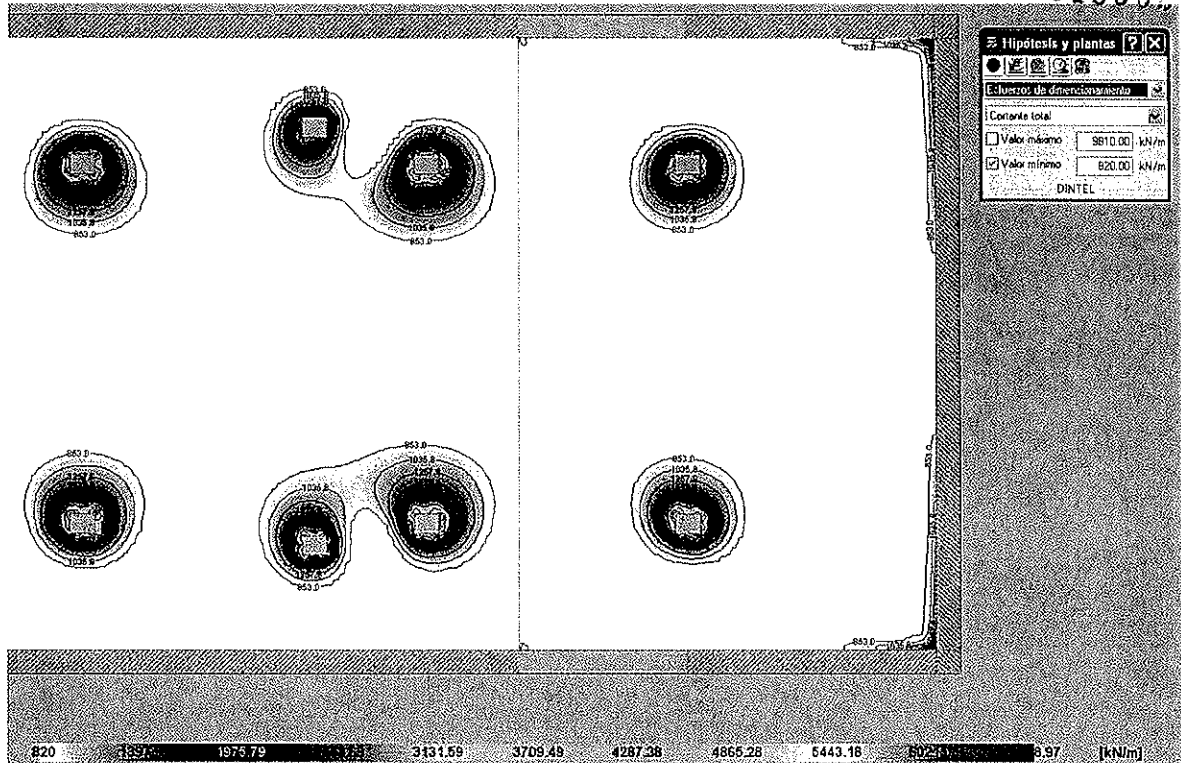
FRANJA PRÓXIMA A LAS PANTALLAS

De la misma forma, de acuerdo al artículo 11.1.3.1. de NTE E.60 el cortante de diseño se puede obtener a una distancia "d" (canto útil) del apoyo, en este caso las pantallas. De esta forma, el esfuerzo obtenido del modelo es de $V_u = 820$ KN/ml.



0.4.2. Estructuras


013582



La justificación del armado es:

COMPROBACIÓN A CORTANTE		
Valor Máximo de $\sqrt{f_c}$	$\sqrt{f_c}$	5,477 N/mm ²
Valor de Relación de Densidades	λ	1
Resistencia del Concreto a Cortante	(11-3) V_c	1186,26 kN
Armadura de Cortante Mínima	$A_{v,min/S}$	8,085 cm ² /m
Resistencia a Tracción del Acero	f_{yt}	420 N/mm ²
Cortante Mínimo Resistido por el $A_{v,min/S}$	$V_{s,min}$	432,64 kN
Diámetro del Cerco de Cortante	ϕ_{cerco}	10 mm
Nº de Ramas a Colocar en un Mismo Plano	N.ramas	4 uds
Separación entre Ramas	S.ramas	25 cm
Armadura Colocada a Cortante	$A_{cortante}$	11,36 cm ² /m
Cortante Resistido por el Armado de Cortante-ACERO	V_s	607,85 kN
Factor de Resistencia por Cortante	ϕ	0,75
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_c + V_s)$	1345,58 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_c)$	889,69 kN
Cortante Total Resistido	$\phi \cdot (V_s)$	455,89 kN

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



6.4.7 Punzonamiento

De acuerdo a las Disposiciones Especiales para losas y zapatas recogidas en la NTE E.60, se comprueba la resistencia a cortante de la losa en la cercanía de las columnas.

Del modelo se extraen los esfuerzos característicos de cada hipótesis simple de carga que, convenientemente mayorados por los coeficientes de amplificación, proporcionan el esfuerzo de cálculo para la verificación de la resistencia a cortante en el entorno de las pilas.

0.4.2. Estructuras



La siguiente tabla muestra los esfuerzos característicos y el esfuerzo combinado en cabeza de cada una de las columnas:

Soporte	Planta	Dimensión(cm)	Tramo(m)	Hipótesis	Cabeza						Nu (kN)
					N(kN)	Mx(kN-m)	My(kN-m)	Qx(kN)	Qy(kN)	T(kN-m)	
C3	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	2916,1	0	0	0	0	0	12182,09
				Cargas muertas	3599,8	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1799,9	0	0	0	0		
C4	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3238,2	0	0	0	0	0	13416,62
				Cargas muertas	3948,1	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1974	0	0	0	0		
C5	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3442,1	0	0	0	0	0	14245,23
				Cargas muertas	4189,5	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2094,7	0	0	0	0		
C6	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3526,8	0	0	0	0	0	14599,02
				Cargas muertas	4294	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2147	0	0	0	0		
C7	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3608,9	0	0	0	0	0	14941,21
				Cargas muertas	4395	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2197,5	0	0	0	0		
C8	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3517,5	0	0	0	0	0	14563,36
				Cargas muertas	4283,9	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2142	0	0	0	0		
C9	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3405,9	0	0	0	0	0	14098,7
				Cargas muertas	4146,9	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2073,4	0	0	0	0		
C10	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3569,8	0	0	0	0	0	14761,82
				Cargas muertas	4339,6	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2169,8	0	0	0	0		
C11	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	2525,3	0	0	0	0	0	10540,71
				Cargas muertas	3113,5	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1556,7	0	0	0	0		
C12	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3539,8	0	0	0	0	0	14624,28
				Cargas muertas	4257,1	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2148,6	0	0	0	0		
C13	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3288,6	0	0	0	0	0	13706,19
				Cargas muertas	4045,4	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2022,7	0	0	0	0		
C14	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3282,8	0	0	0	0	0	13682,32
				Cargas muertas	4038,4	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2019,2	0	0	0	0		
C15	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3431,9	0	0	0	0	0	14186,12
				Cargas muertas	4169,5	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2084,8	0	0	0	0		
C16	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	2821,9	0	0	0	0	0	11722,61
				Cargas muertas	3454,2	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1727,1	0	0	0	0		
C17	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3524,8	0	0	0	0	0	14578,81
				Cargas muertas	4286,3	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2143,1	0	0	0	0		
C18	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3403,9	0	0	0	0	0	14098,81
				Cargas muertas	4144,6	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2072,3	0	0	0	0		
C19	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3517,9	0	0	0	0	0	14564,96
				Cargas muertas	4284,4	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2142,2	0	0	0	0		
C20	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3608,9	0	0	0	0	0	14941,21
				Cargas muertas	4395	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2197,5	0	0	0	0		
C21	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3526,8	0	0	0	0	0	14599,02
				Cargas muertas	4294	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2147	0	0	0	0		
C22	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3442	0	0	0	0	0	14245,09
				Cargas muertas	4189,5	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	2094,7	0	0	0	0		
C23	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	3238,2	0	0	0	0	0	13416,62
				Cargas muertas	3948,1	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1974	0	0	0	0		
C24	DINTEL	100x80	0,00/20,65	Peso propio	2916,1	0	0	0	0	0	12182,09
				Cargas muertas	3599,8	0	0	0	0		
				Sobrecarga de uso	1799,9	0	0	0	0		

MAX 14941,21



0.4.2. Estructuras

Además, de acuerdo a EC2, en pilares interiores se tiene en cuenta un factor de amplificación (β) debido a excentricidad del axil y que en el caso de pilares interiores toma el valor de 1.15.

La justificación del armado dispuesto se recoge a continuación:

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Canto de la Losa	h	mm	1350
Recubrimiento de Losa	r	mm	50
Canto Útil	d	mm	1300
Dimensión Hor. (X) Pilar	C1	mm	1000
Dimensión Ver. (Y) Pilar	C2	mm	800
Tipología del Pilar			Interior

DETERMINACIÓN DE PERÍMETROS Y ÁREAS CRÍTICAS

Perímetro Crítico Interior	U1.1	mm	19936,28
Perímetro Crítico Borde	U1.2x	m	10968,14
	U1.2y	m	10768,14
Perímetro Crítico Esquina	U1.3	m	5884,07
Área Críticas Interior	A.c1	cm ²	259171,66
Área Críticas Borde	A.c2x	cm ²	142585,83
	A.c2y	cm ²	139985,83
Área Críticas Esquina	A.c3	cm ²	76492,92

LOSAS SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Tensión Tangencial Nominal de Cálculo en el Perímetro Crítico	τ_{sd}	N/mm ²	0,663
Esfuerzo Efectivo de Cálculo	F.sd,ef	kN	17183,3
¿Existe Excentricidad de la Carga?	¿ ?	-	Si
Coefficiente de Excentricidad de Carga	β	-	1,15
Esfuerzo de Cálculo	F.sd	kN	14942
Valor de U1.d a usar	U1.d	cm ²	259171,66
Tensión Resistente de Cálculo en Perímetro Crítico	τ_{rd}	N/mm ²	0,454
Tensión Máxima Resistente en Perímetro Crítico	τ_{rd}	N/mm ²	0,4538
Tensión Mínima Resistente en Perímetro Crítico	$\tau_{rd,min}$	N/mm ²	0,4498
Resistencia Efectiva del Hormigón	f _{cv}	N/mm ²	30

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras

013535


Resistencia Caracte. Hormigón	fck	N/mm2	30
Coef. Seguridad Hormigón	γ_c	-	1,5
Resistencia Cálculo Hormigón	fcd	N/mm2	20
Cuantía Geométrica de Armadura Longitudinal de Tracción	ρ_l	-	0,00668
Cuantía Dirección X	ρ_x	-	0,00582
Cuantía Dirección Y	ρ_y	-	0,00767
Armadura Base en X	$\phi_{x,b}$	mm	25
	sep.x	cm	12,5
Armadura Refuerzo en X	$\phi_{x,r}$	mm	25
	sep.x	cm	12,5
Armadura Base en Y	$\phi_{y,b}$	mm	25
	sep.y	cm	12,5
Armadura de Refuerzo en Y	$\phi_{y,r}$	mm	32
	sep.y	cm	12,5
Armadura Dirección X	A.sx	cm2/ml	78,54
Armadura Dirección Y	A.sy	cm2/ml	103,61
	ξ	-	1,39
Tensión Axial Media	σ'_{cd}	N/mm2	0
Tensión Dirección X	σ'_{cdx}	N/mm2	0
Tensión dirección Y	σ'_{cdy}	N/mm2	0
Fuerza Longitudinal, Direc. X, en bx	N.d,x	kN	0
Fuerza Longitudinal, Direc. Y, en by	N.d,y	kN	0
	A.x	mm2	8370000
	A.y	mm2	8100000
	bx	mm	6200
	by	mm	6000

LOSAS CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Tensión Tangencial Nominal de Cálculo	τ_{sd}	N/mm2	0,663
Tensión Máxima Resistente	τ_{rd}	N/mm2	0,454
Área Total en 1er Perímetro Crítico	A.sw	mm2	2680,00
Ángulo Armadura	α	°	90
Resistencia Característica de Acero	f.yk	N/mm2	500
Coef. Seguridad Acero	γ_s	-	1,15
Resistencia Cálculo Acero	f.yd	N/mm2	434,78
Resistencia Cálculo para A.sw	f.y α ,d	N/mm2	400
Separación de Barras	s	mm	250
	U1	mm	19936,28

Comprobación Normativa $t_{sd} < 0,75 \cdot t_{rd} + 1,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha) / (s \cdot u_1)$


CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



O.4.2. Estructuras


013536

ZONA EXTERIOR A LA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Esfuerzo Efectivo de Cálculo	F.sd,ef	kN	14942,00
Esfuerzo Resistente Efectivo	F.rd,ef	kN	14942,00
			0,00
Perímetro definido en fig 46.5.1	U.n,ef	mm	25325,70
Cuantía Geométrica de Armadura Longitudinal de Tracción	$\rho.l$	-	0,00668
Cuantía Dirección X	$\rho.x$	-	0,00582
Cuantía Dirección Y	$\rho.y$	-	0,00767
Armadura Base en X	$\phi.x,b$	mm	25
	sep.x	cm	12,5
Armadura Refuerzo en X	$\phi.x,rf$	mm	25
	sep.x	cm	12,5
Armadura Base en Y	$\phi.y,b$	mm	25
	sep.y	cm	12,5
Armadura de Refuerzo en Y	$\phi.y,r$	mm	32
	sep.y	cm	12,5
Armadura Dirección X	A.sx	cm ² /ml	78,54
Armadura Dirección Y	A.sy	cm ² /ml	103,61
Resistencia Efectiva del Hormigón	fcv	N/mm ²	30
Tensión Axial Media	$\sigma'.cd$	N/mm ²	0
Tensión Dirección X	$\sigma'.cdx$	N/mm ²	0
Tensión dirección Y	$\sigma'.cdy$	N/mm ²	0
Fuerza Longitudinal, Direc. X, en bx	N.d,x	kN	0
Fuerza Longitudinal, Direc. Y, en by	N.d,y	kN	0
	A.x	mm ²	11719615,43
	A.y	mm ²	11449615,43
	bx	mm	8681,20
	by	mm	8481,20
Número del Perímetro a Comprobar	n	-	0,48
Tensión Tangencial Nominal de Cálculo	$\tau.sd$	N/mm ²	0,454
Área Total en Perímetro Crítico	A.sw*	mm²	1197,28
		cm²	11,97
	U.n,ef	mm	25325,70

DIÑENO DE PUNZONAMIENTO

Nº de Brazos	Nb	uds	4
Longitud del Brazo	L,brazo	m	1,241
Armado por Brazo	A,s1.br	cm ²	6,700
	A,s2.br	cm ² /ml	26,80
Nº de Hoquillas	N.h	-	8
Diámetro de la Horquilla	$\phi.h$	mm	12
Separación de Horquillas	sep	cm	25
Armado por metro Lineal en Brazos	A,s3.br	cm ² /ml	36,19
	A,s3.br > A,s2.br		ok
Armado en Perímetro Crítico	A,s4.br	cm ²	36,191
	A,s4.br > A,sw*		ok



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras



6.4.8 Zunchos y vigas

013587

En el dintel se han previsto sendos huecos provisionales durante la ejecución de los niveles inferiores de la estación. Además, las conexiones con las pantallas de accesos generan huecos en las pantallas que se han resuelto asimismo como zunchos de borde.

Se han agrupado las tipologías de las vigas en seis grupos (TIPO 1 a TIPO 6) con las siguientes denominaciones de acuerdo a los listados:

- TIPO 1: V-101 y V-109
- TIPO 2: V-102, V-104, V-107, V-108
- TIPO 3: V-103
- TIPO 4: V-105, V-106
- TIPO 5: V-110, V-111
- TIPO 6: V-113, V-115, V-112, V-114

El resumen de verificación de los Estados Límites de resistencia y fisuración para cada una de las vigas se incluye a continuación. Se acompañan también los listados desarrollados de verificaciones para cada grupo.

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _α	T _β	TNM _v	TV _v	TV _{vs}	T,Disp _l	T,Disp _{tr}	T,Geom _g	T,Arm _g	
V-101: B8 - B9	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 38.8	5.945 m' η = 78.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 78.9
V-102: B20 - B19	Cumple	Cumple	2.712 m' η = 6.8	B20 η = 16.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 16.1
V-103: B12 - B13	Cumple	Cumple	1.119 m' η = 50.6	2.869 m' η = 78.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 78.3
V-104: B21 - B18	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 18.7	0.760 m' η = 48.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 48.1
V-105: B16 - B15	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 41.0	B16 η = 30.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 41.0
V-106: B17 - B14	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 41.2	B17 η = 30.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 41.2
V-107: B24 - B23	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 18.8	0.760 m' η = 48.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 48.3
V-108: B25 - B22	Cumple	Cumple	2.712 m' η = 6.8	B25 η = 16.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 16.0
V-109: B10 - B11	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 37.5	5.945 m' η = 78.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 78.9
V-110: B17 - B16	Cumple	Cumple	10.912 m' η = 69.0	4.955 m' η = 63.8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 69.0
V-111: B14 - B15	Cumple	Cumple	10.912 m' η = 47.2	4.830 m' η = 86.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 86.7
V-112: B25 - B24	Cumple	Cumple	1.425 m' η = 10.2	2.050 m' η = 68.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 68.5
V-113: B21 - B20	Cumple	Cumple	2.275 m' η = 10.2	0.400 m' η = 68.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 68.6
V-114: B22 - B23	Cumple	Cumple	1.300 m' η = 6.9	2.050 m' η = 71.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 71.5
V-115: B18 - B19	Cumple	Cumple	2.400 m' η = 7.1	0.400 m' η = 71.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 71.6

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_α: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_β: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_v: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_v: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 TV_{vs}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp_l: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom_g: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm_g: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuentía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

0.4.2. Estructuras



Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.izo.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.izo.}	
V-101: B8 - B9	x: 0 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	x: 0.945 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	CUMPLE
V-102: B20 - B19	x: 0 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	CUMPLE
V-103: B12 - B13	x: 3.9 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 1.869 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 0.494 m Cumple	Cumple	CUMPLE
V-104: B21 - B18	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE
V-105: B16 - B15	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE
V-106: B17 - B14	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE
V-107: B24 - B23	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE
V-108: B25 - B22	x: 0 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 2.135 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	x: 0.26 m Cumple	CUMPLE
V-109: B10 - B11	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	x: 0.945 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	CUMPLE
V-110: B17 - B16	N.P. ⁽¹⁾	x: 6.205 m Cumple	x: 6.205 m Cumple	x: 6.205 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE
V-111: B14 - B15	N.P. ⁽¹⁾	x: 6.08 m Cumple	x: 6.08 m Cumple	x: 6.08 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	x: 6.08 m Cumple	Cumple	CUMPLE
V-112: B25 - B24	x: 3.3 m Cumple	x: 3.3 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.3 m Cumple	x: 1.288 m Cumple	Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
V-113: B21 - B20	x: 0.4 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 3.7 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 2.525 m Cumple	Cumple	CUMPLE
V-114: B22 - B23	x: 3.3 m Cumple	x: 3.3 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.3 m Cumple	x: 1.175 m Cumple	Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
V-115: B18 - B19	x: 0.4 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 3.7 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 2.65 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.izo.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.izo.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABÉ GARCÍA
 REPRESENTANTE LEGAL

[13966]

013539

VIGAS TIPO 1



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



INDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 30

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 42



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASARE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 100x135 Luz libre : 7.0 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales
	Hormigón : $f_c=300$ Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60
	2x150(2') A. Re' L=887 803' L=1027

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)											Estado			
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _m	T _e	TNM _y	TV _y	TV _s	T,Disp _{ll}		T,Disp _{tr}	T,Geom _{ll}	T,Arm _{tr}
V-101: B8 - B9	Cumple	Cumple	0.000 m' $\eta = 38.8$	5.945 m' $\eta = 78.9$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE $\eta = 78.9$
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) T _c : Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T _m : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T _e : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM _y : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. TV _y : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV _s : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Disp _{ll} : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp _{tr} : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. T,Geom _{ll} : Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. T,Arm _{tr} : Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.															

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-101: B8 - B9	x: 0 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 3.195 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	x: 0.945 m Cumple	x: 2.32 m Cumple	CUMPLE
Notación: Z _{C,sup.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior Z _{C,lat.Der.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha Z _{C,inf.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior Z _{C,lat.Izq.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda S _{C,sup.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior S _{C,lat.Der.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha S _{C,inf.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior S _{C,lat.Izq.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Viga	Estado
V-101: B8 - B9	CUMPLE

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-101: B8 - B9 (B8 - 2.195 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)**Armadura longitudinal**La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

 $s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

 d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

 d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$55.67 \text{ cm}^2 \geq 32.65 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

 $A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{24.49} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.388} \quad \checkmark$$

Donde:

 $V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{767.25} \text{ kN}$$

 $\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1978.21} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{2327.30} \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1326.31} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{35.87} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{275.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{275.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{1000.99} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s < s_{max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.27 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.22 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.27 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.498} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1235.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-2481.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

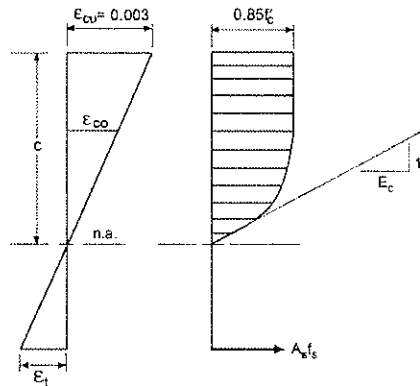
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



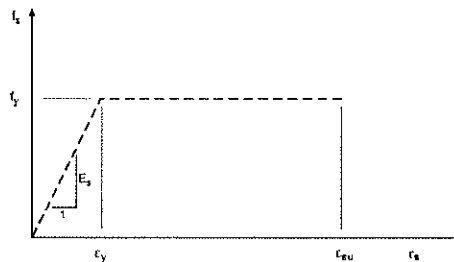
Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

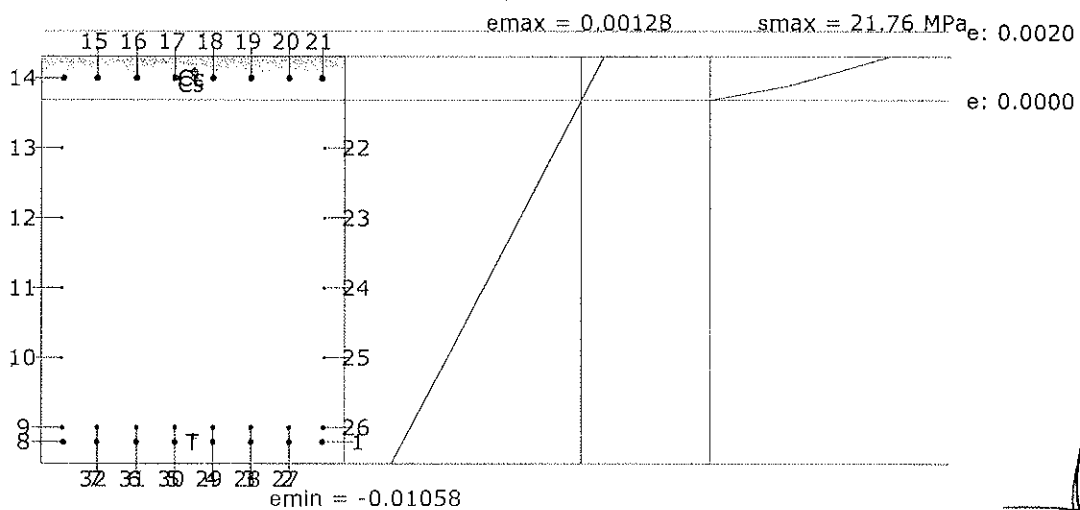
f'_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:




Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-412.02	-0.009531
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.007496
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.005461
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.003426
13	Ø1/2"	434.13	-371.19	0.00	-0.001391
14	Ø1"	427.78	-602.77	+128.83	+0.000644
15	Ø1"	318.03	-602.77	+128.83	+0.000644
16	Ø1"	190.82	-602.77	+128.83	+0.000644
17	Ø1"	63.61	-602.77	+128.83	+0.000644
18	Ø1"	-63.61	-602.77	+128.83	+0.000644
19	Ø1"	-190.82	-602.77	+128.83	+0.000644
20	Ø1"	-318.03	-602.77	+128.83	+0.000644
21	Ø1"	-427.77	-602.77	+128.83	+0.000644
22	Ø1/2"	-434.12	-371.19	0.00	-0.001391
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.003426
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.005461
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.007496
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-412.02	-0.009531
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-412.02	-0.009531
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-412.02	-0.009531
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-412.02	-0.009531
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-412.02	-0.009531
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-412.02	-0.009531
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-412.02	-0.009531

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1831.44	0.00	-623.21
C _s	462.15	0.00	-602.77
T	2293.59	0.00	583.27

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2757.73} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1831.44} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{462.15} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{2293.59} \text{ kN}$$



Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

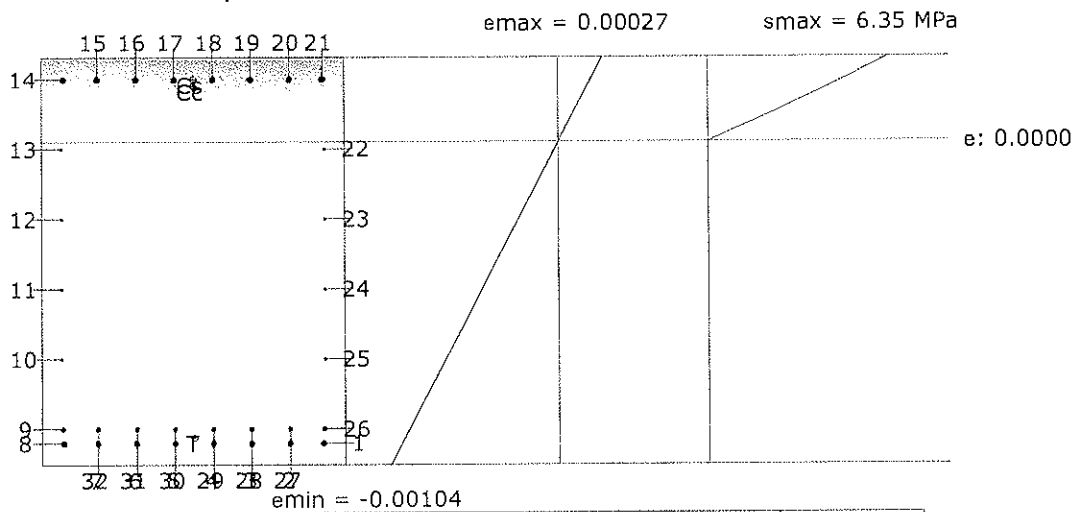
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cc,x}$: 0.00	mm
$e_{cc,y}$: -623.21	mm
$e_{cs,x}$: 0.00	mm
$e_{cs,y}$: -602.77	mm
$e_{T,x}$: 0.00	mm
$e_{T,y}$: 583.27	mm
ϵ_{cmax}	: 0.0013	
ϵ_{smax}	: 0.0099	
σ_{cmax}	: 21.76	MPa
σ_{smax}	: 412.02	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-193.88	-0.000969
2	Ø1"	-318.03	602.78	-193.88	-0.000969
3	Ø1"	-190.82	602.78	-193.88	-0.000969
4	Ø1"	-63.61	602.78	-193.88	-0.000969
5	Ø1"	63.61	602.78	-193.88	-0.000969
6	Ø1"	190.82	602.78	-193.88	-0.000969
7	Ø1"	318.03	602.78	-193.88	-0.000969
8	Ø1"	427.78	602.78	-193.88	-0.000969
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-184.62	-0.000923
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000698
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000473
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000248
13	Ø1/2"	434.13	-371.19	0.00	-0.000023
14	Ø1"	427.78	-602.77	+40.49	+0.000202
15	Ø1"	318.03	-602.77	+40.49	+0.000202
16	Ø1"	190.82	-602.77	+40.49	+0.000202
17	Ø1"	63.61	-602.77	+40.49	+0.000202
18	Ø1"	-63.61	-602.77	+40.49	+0.000202
19	Ø1"	-190.82	-602.77	+40.49	+0.000202
20	Ø1"	-318.03	-602.77	+40.49	+0.000202
21	Ø1"	-427.77	-602.77	+40.49	+0.000202



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _c (MPa)	ε
22	Ø1/2"	-434.12	-371.19	0.00	-0.000023
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000248
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000473
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000698
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-184.62	-0.000923
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-184.62	-0.000923
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-184.62	-0.000923
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-184.62	-0.000923
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-184.62	-0.000923
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-184.62	-0.000923
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-184.62	-0.000923

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	912.94	0.00	-580.39
C _s	145.24	0.00	-602.77
T	1058.18	0.00	583.83

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1235.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{912.94} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{145.24} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1058.18} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-580.39} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{583.83} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0010}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{6.35} \text{ MPa}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{193.88} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-101: B8 - B9 (B8 - B9, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$55.67 \text{ cm}^2 \geq 32.65 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{24.49} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} < 1$$

$$\eta : \underline{0.388} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{767.25} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1978.21} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{2327.30} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$V_c : \underline{1326.31} \text{ kN}$

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$\rho_w : \underline{0.003}$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$A_s : \underline{35.87} \text{ cm}^2$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : \underline{1278} \text{ mm}$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$M_m : \underline{275.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$M_u : \underline{275.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$

h : Altura de un elemento.

$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$V_s : \underline{1000.99} \text{ kN}$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : \underline{1278} \text{ mm}$

Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29,43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

s ≤ s_{max}

150 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

s₁ = d/2

s₁ : 640 mm

s₂ = 600 mm

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

A_v ≥ A_{v,min}

2.85 cm² ≥ 1.27 cm² ✓

Donde:

A_{v,min} = 0.062 · √f_c · $\frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$

A_{v,min} : 1.22 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

A_{v,min} = (0.35 · b_w · s) / f_{yt}

A_{v,min} : 1.27 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29,43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

f_{yt} ≥ 420 MPa



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.945 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{P_u + M_{u,x} + M_{u,y}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.789} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1456.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

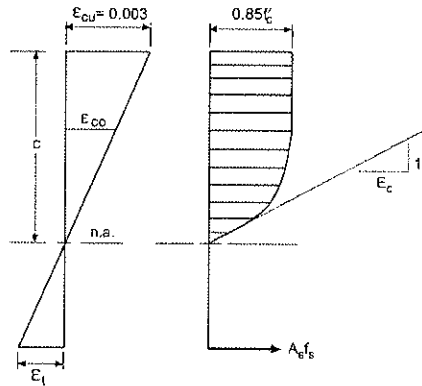
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.




Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

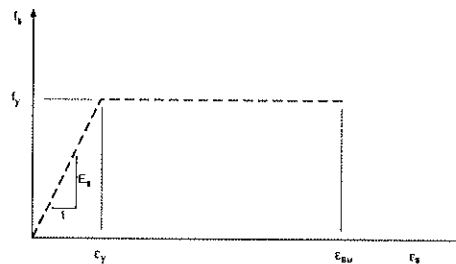
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



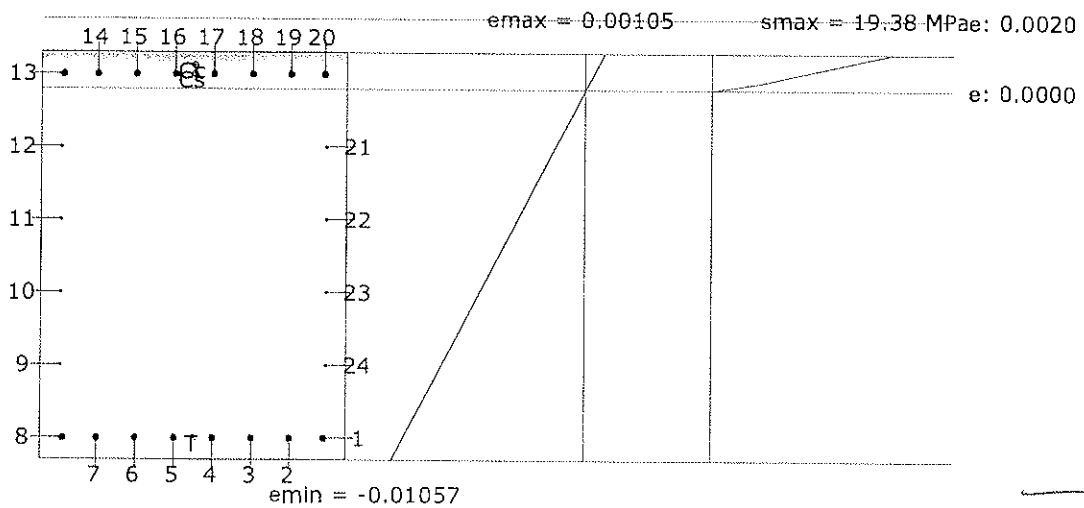
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1322.57	0.00	-632.17
Cs	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

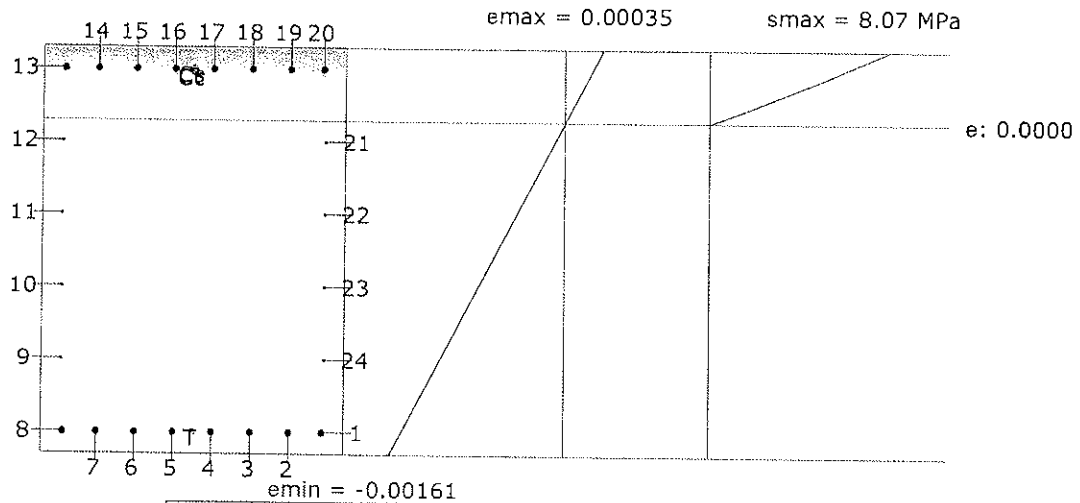


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-300.18	-0.001501
2	Ø1"	-318.03	602.78	-300.18	-0.001501
3	Ø1"	-190.82	602.78	-300.18	-0.001501
4	Ø1"	-63.61	602.78	-300.18	-0.001501
5	Ø1"	63.61	602.78	-300.18	-0.001501
6	Ø1"	190.82	602.78	-300.18	-0.001501
7	Ø1"	318.03	602.78	-300.18	-0.001501
8	Ø1"	427.78	602.78	-300.18	-0.001501
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001151
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000801
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000451
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000101
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.80	+0.000249
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.80	+0.000249
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.80	+0.000249
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.80	+0.000249
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.80	+0.000249
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.80	+0.000249
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.80	+0.000249
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.80	+0.000249
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000101
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000451
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000801
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001151

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1014.98	0.00	-592.48
Cs	201.85	0.00	-602.77
T	1216.83	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : -1456.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 1014.98 \text{ kN}$$

$$C_s : 201.85 \text{ kN}$$

$$T : 1216.83 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -592.48 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : 602.78 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0004$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0015$$

$$\sigma_{cmax} : 8.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 300.18 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

V-101: B8 - B9 (4.695 m - B9, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

84 mm \geq 25 mm ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 25 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.4 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

40.54 cm² \geq 20.19 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 15.14 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.144 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 281.49 kN

$\phi V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi V_{n,y}$: 1953.94 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.712 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 2298.76 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1297.76} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{131.37} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{131.37} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{1000.99} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

s ≤ s_{max}

150 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

s₁ = d/2

s₁ : 640 mm

s₂ = 600 mm

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

A_v ≥ A_{v,min}

2.85 cm² ≥ 1.27 cm² ✓

Donde:

A_{v,min} = 0.062 · √f_c · $\frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$

A_{v,min} : 1.22 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

A_{v,min} = (0.35 · b_w · s) / f_{yt}

A_{v,min} : 1.27 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 150 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

f_{yt} ≥ 420 MPa



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.945 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:



η : 0.789 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: -1456.49 kN·m

$M_{u,y}$: 0.00 kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$: 0.00 kN

$\phi \cdot M_{n,x}$: -1847.11 kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.00 kN·m

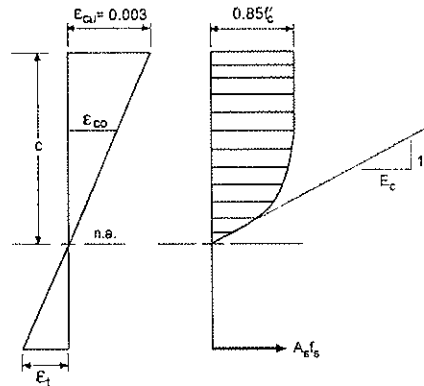
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

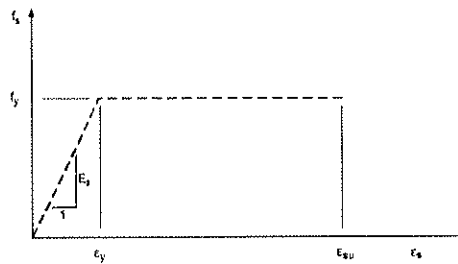
El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

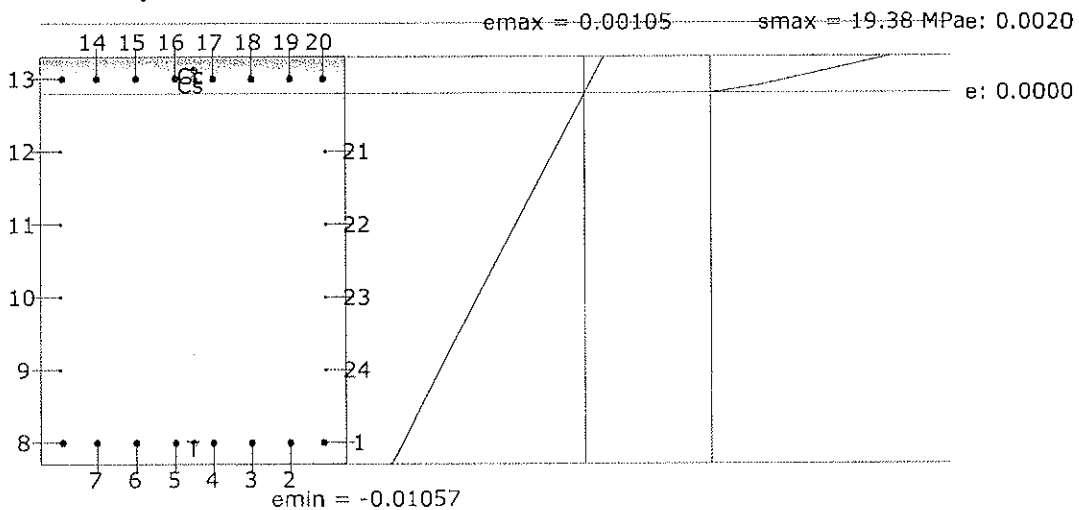
f'_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1322.57	0.00	-632.17
Cs	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

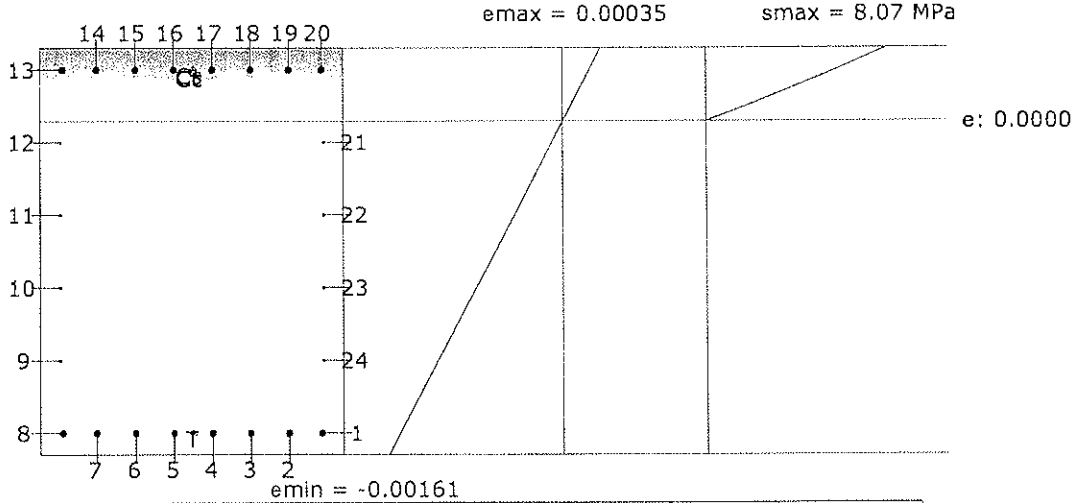


Viga 1

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _t (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-300.18	-0.001501
2	Ø1"	-318.03	602.78	-300.18	-0.001501
3	Ø1"	-190.82	602.78	-300.18	-0.001501
4	Ø1"	-63.61	602.78	-300.18	-0.001501
5	Ø1"	63.61	602.78	-300.18	-0.001501
6	Ø1"	190.82	602.78	-300.18	-0.001501
7	Ø1"	318.03	602.78	-300.18	-0.001501
8	Ø1"	427.78	602.78	-300.18	-0.001501
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001151
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000801
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000451
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000101
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.80	+0.000249
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.80	+0.000249
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.80	+0.000249
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.80	+0.000249
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.80	+0.000249
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.80	+0.000249
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.80	+0.000249
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.80	+0.000249
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000101
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000451
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000801
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001151

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1014.98	0.00	-592.48
Cs	201.85	0.00	-602.77
T	1216.83	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1456.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1014.98} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{201.85} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1216.83} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-592.48} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0015}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{8.07} \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{300.18} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y.

Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y.

Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-101: B8 - B9

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$Z \leq Z_{max}$ **11.6 kN/mm** ≤ **26.0 kN/mm** ✓

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

Z_{max} : 26.0 kN/mm

Z: Parámetro de control.

Z : 11.6 kN/mm

$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 120.40 MPa

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 12245.10 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

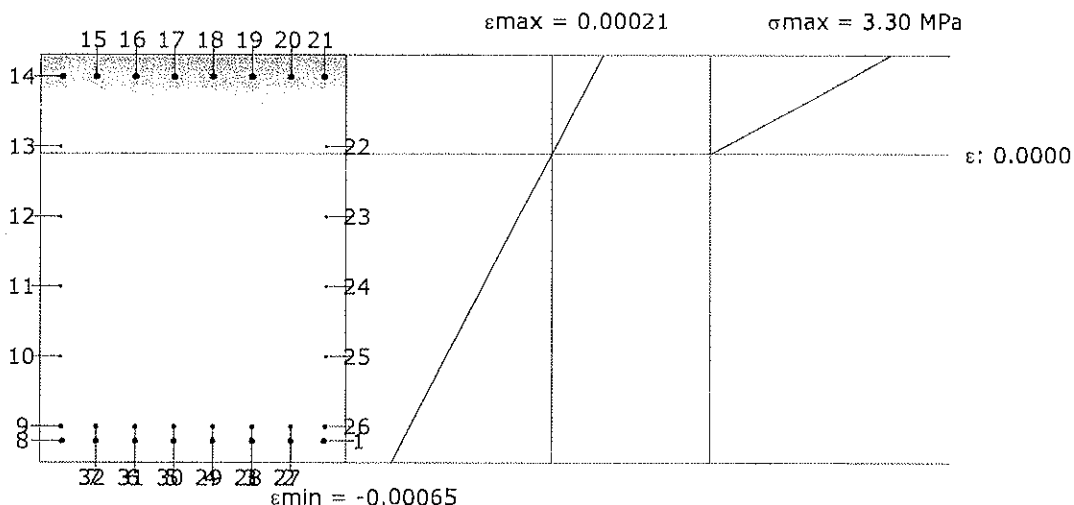
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : -759.06 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-120.40	-0.000602
2	Ø1"	-318.03	602.78	-120.40	-0.000602

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
3	Ø1"	-190.82	602.78	-120.40	-0.000602
4	Ø1"	-63.61	602.78	-120.40	-0.000602
5	Ø1"	63.61	602.78	-120.40	-0.000602
6	Ø1"	190.82	602.78	-120.40	-0.000602
7	Ø1"	318.03	602.78	-120.40	-0.000602
8	Ø1"	427.78	602.78	-120.40	-0.000602
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-114.37	-0.000572
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000425
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000278
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000132
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000132
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000278
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000425
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-114.37	-0.000572
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-114.37	-0.000572
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-114.37	-0.000572
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-114.37	-0.000572
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-114.37	-0.000572
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-114.37	-0.000572
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-114.37	-0.000572

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$12.6 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{12.6} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{99.92} \text{ MPa}$$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.



Viga 1

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

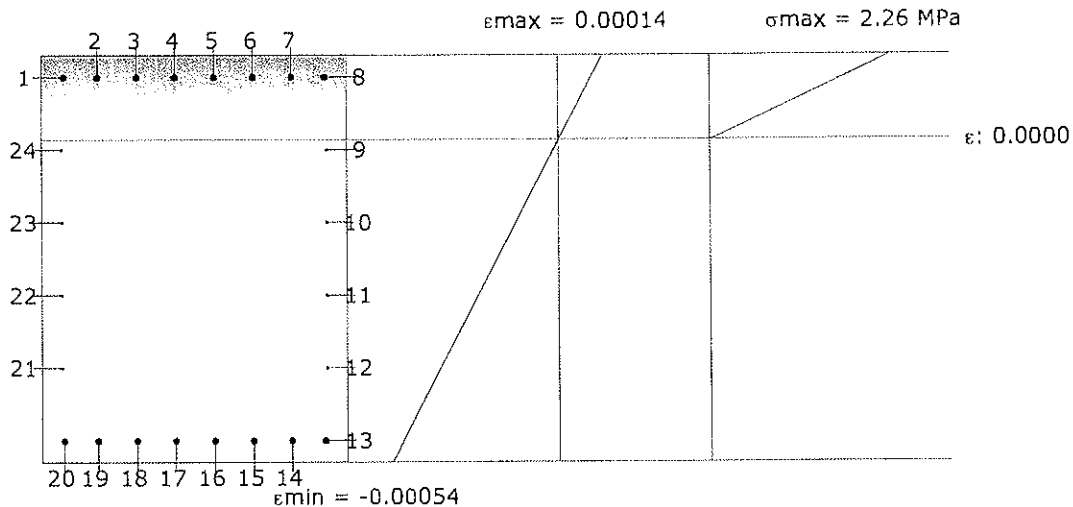
M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y} : 481.28 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

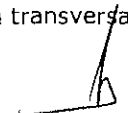
$$Z \leq Z_{max}$$

$$11.0 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:



Viga 1

Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

Z_{max} : 26.0 kN/mm

Z: Parámetro de control.

Z : 11.0 kN/mm

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 99.92 MPa

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 18423.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

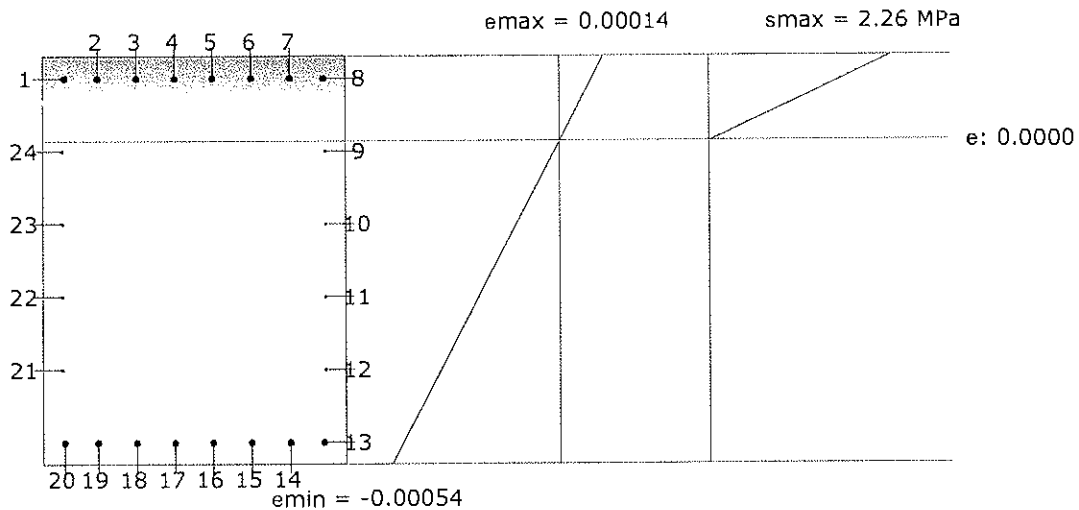
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 481.28 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$12.6 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{12.6} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{99.92} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

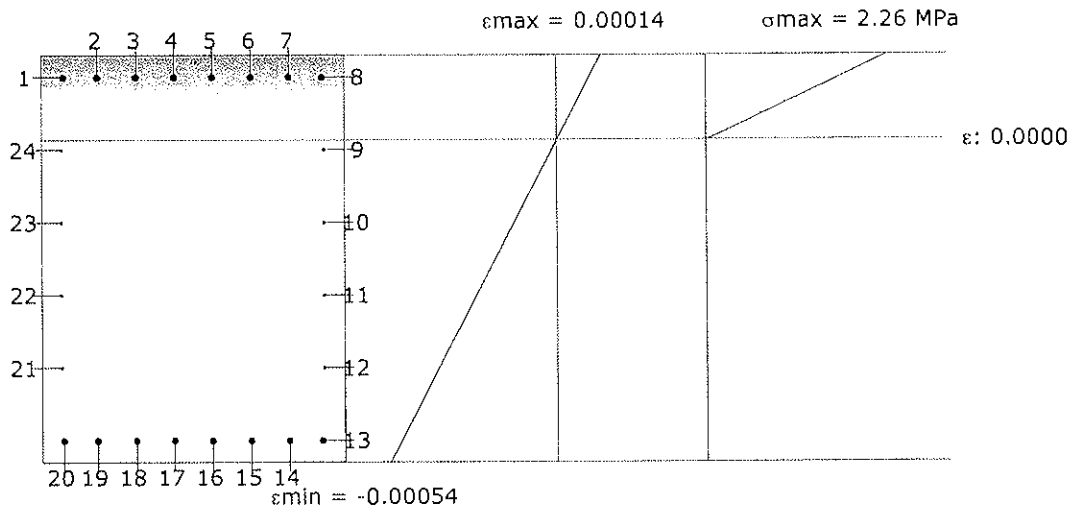
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{481.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$



Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s_1 : 741.38 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s_2 : 702.79 mm

$s_3 = 300$ mm

s_3 : 300.00 mm

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 106.72 MPa

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

C_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

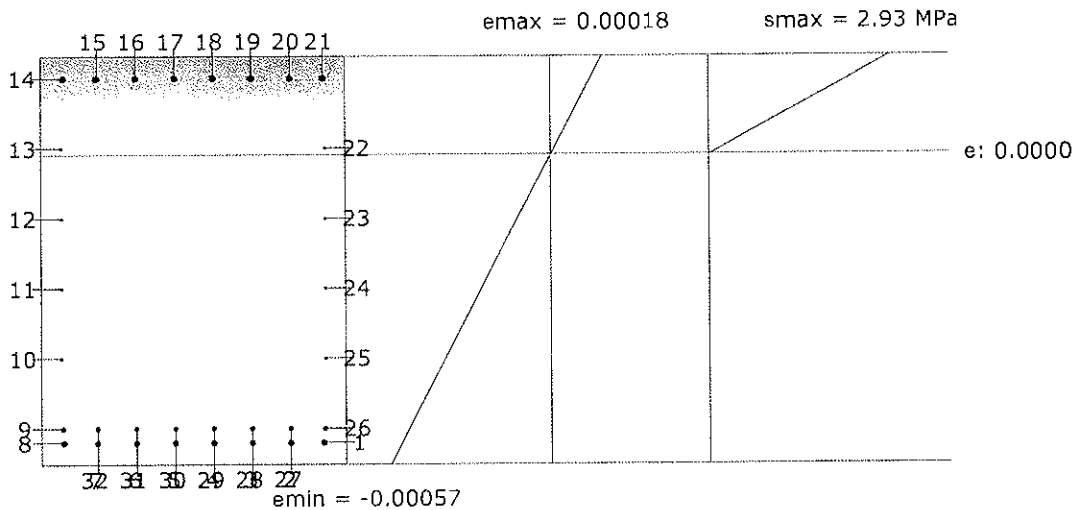
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: -672.81 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-106.72	-0.000534
2	Ø1"	-318.03	602.78	-106.72	-0.000534
3	Ø1"	-190.82	602.78	-106.72	-0.000534
4	Ø1"	-63.61	602.78	-106.72	-0.000534
5	Ø1"	63.61	602.78	-106.72	-0.000534
6	Ø1"	190.82	602.78	-106.72	-0.000534
7	Ø1"	318.03	602.78	-106.72	-0.000534
8	Ø1"	427.78	602.78	-106.72	-0.000534
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-101.37	-0.000507
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000377
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000247
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000117
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000247
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000377



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-101.37	-0.000507
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-101.37	-0.000507
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-101.37	-0.000507
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-101.37	-0.000507
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-101.37	-0.000507
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-101.37	-0.000507
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-101.37	-0.000507

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.320 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 241.11 \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 1077.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 968.25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 77.46 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

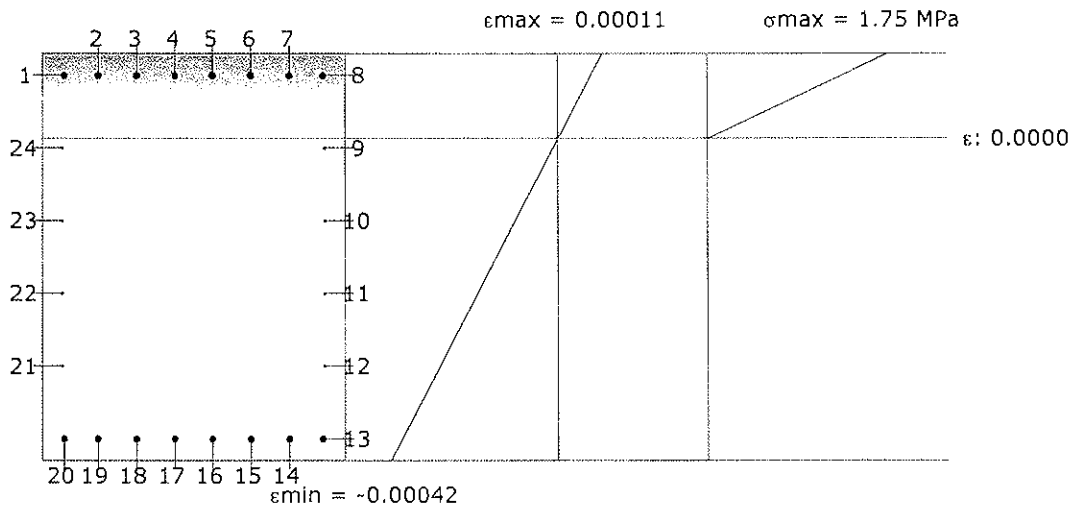
$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 373.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000012
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000106
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000200
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000293
13	Ø1"	427.78	-602.77	-77.46	-0.000387
14	Ø1"	318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
15	Ø1"	190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
16	Ø1"	63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-77.46	-0.000387
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000293
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000200
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000106
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000012

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.945 m del nudo BB, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$



Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{25311.71} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{20100.41} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{3.73} \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

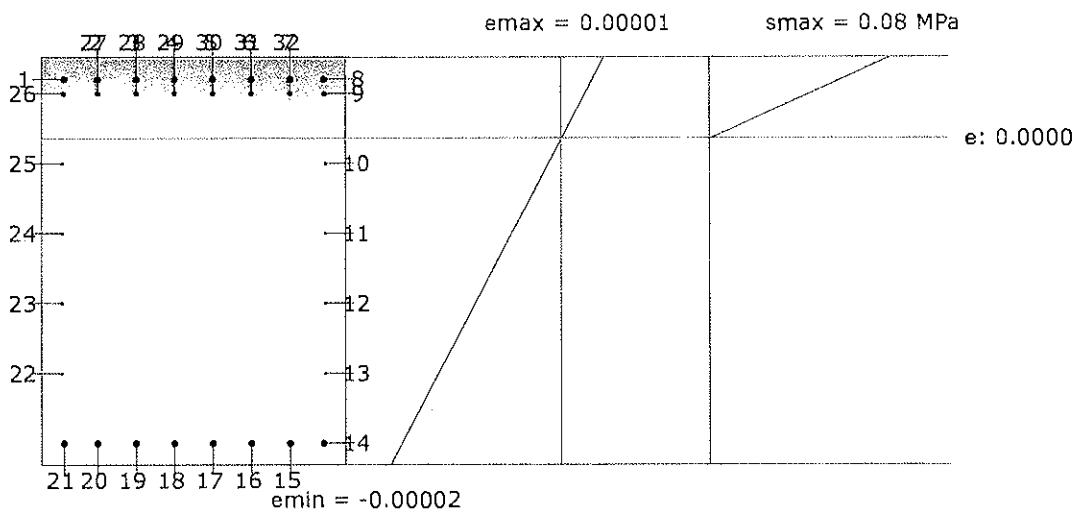
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{17.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000001
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000006
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000010
13	Ø1/2"	434.13	-371.19	0.00	-0.000014
14	Ø1"	427.78	-602.77	-3.73	-0.000019
15	Ø1"	318.03	-602.77	-3.73	-0.000019
16	Ø1"	190.82	-602.77	-3.73	-0.000019
17	Ø1"	63.61	-602.77	-3.73	-0.000019
18	Ø1"	-63.61	-602.77	-3.73	-0.000019
19	Ø1"	-190.82	-602.77	-3.73	-0.000019
20	Ø1"	-318.03	-602.77	-3.73	-0.000019
21	Ø1"	-427.77	-602.77	-3.73	-0.000019
22	Ø1/2"	-434.12	-371.19	0.00	-0.000014
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000010



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000006
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000001

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.320 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{241.11} \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{1077.64} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{968.25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{77.46} \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

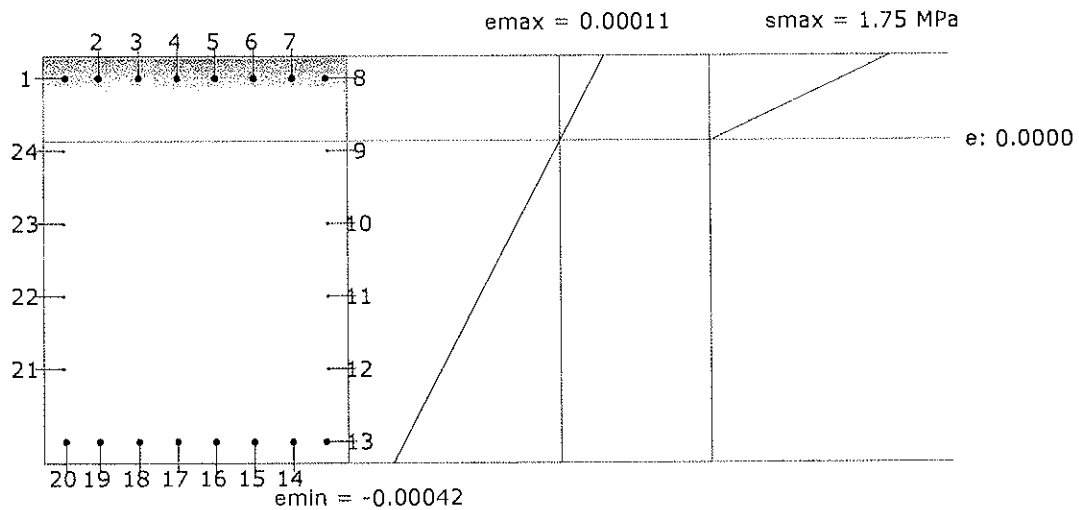
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{373.09} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000012
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000106
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000200
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000293
13	Ø1"	427.78	-602.77	-77.46	-0.000387
14	Ø1"	318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
15	Ø1"	190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
16	Ø1"	63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-77.46	-0.000387
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000293
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000200
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000106
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000012

VIGAS TIPO 2



ÍNDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 30

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 38



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría Dimensiones : 70x135 Luz libre : 4.0 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales Hormigón : f'c=300 Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{tr}	T _{tr}	TNM _y	TV _y	TV _s	T,Disp. _l	T,Disp. _{tr}	T,Geom. _l		T,Arm. _l
V-104: B21 - B18	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 18.7	0.760 m' η = 48.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 48.1

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp._{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuanfía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-104: B21 - B18	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	Estado
V-104: B21 - B18	CUMPLE



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-104: B21 - B18 (B21 - 1.010 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$105 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$25.34 \text{ cm}^2 \geq 13.12 \text{ cm}^2$$



$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{9.84} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.187}$$



Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{246.74} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1320.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1553.89} \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{803.15} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{1407.17} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{25.34} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{700} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{507.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{507.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{9450.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{3234.87} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Donde:

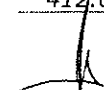
A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$




Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$



Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2$$



Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.760 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u,x}}{\phi M_{n,x}} + \frac{M_{u,y}}{\phi M_{n,y}} \leq \eta$$

$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{556.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi P_n, \phi M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕP_n : Axil de agotamiento.

ϕM_n : Momentos de agotamiento.

$$\phi P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,x} : \underline{1157.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

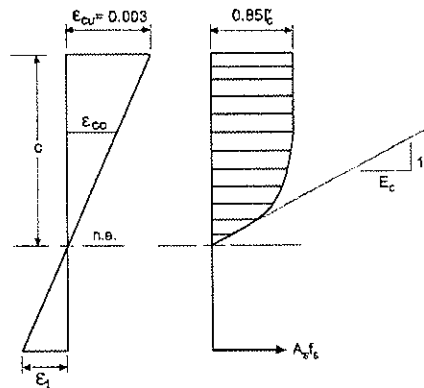
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

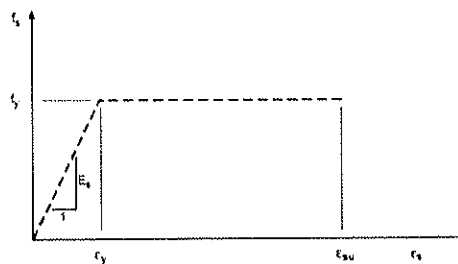
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{cn} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{cn} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



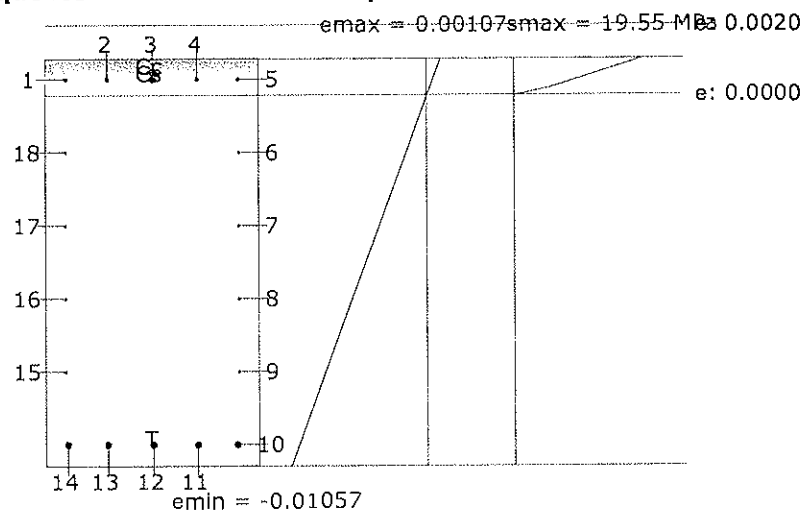
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



[Handwritten signature]



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	947.62	0.00	631.59
C _s	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

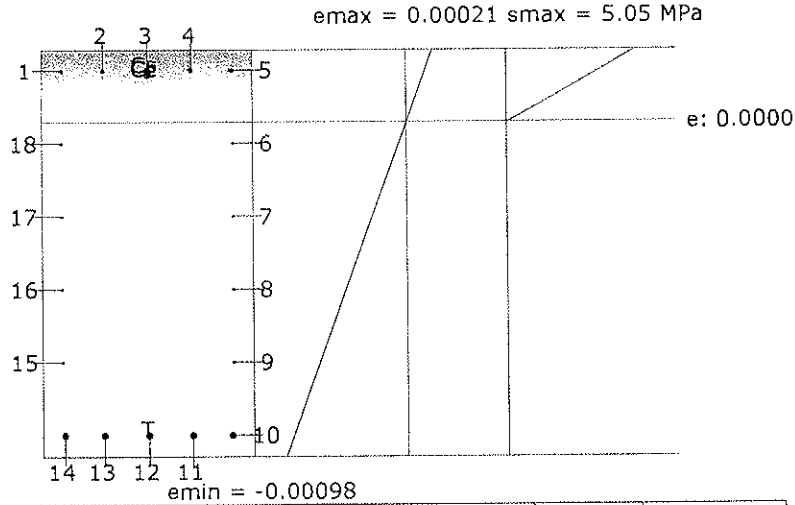
$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$



Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	434.50	0.00	593.90
C _s	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00 \text{ kN}$

$M_{u,x} : 556.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$C_c : 434.50 \text{ kN}$

$C_s : 30.59 \text{ kN}$

$T : 465.09 \text{ kN}$



Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>593.90</u> mm
e_{ca} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{ca,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{ca,y}$: <u>607.54</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{t,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{t,y}$: <u>-602.77</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0009</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>5.05</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>183.58</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-104: B21 - B18 (B21 - B18, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$105 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$25.34 \text{ cm}^2 \geq 13.12 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{9.84} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.187} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{246.74} \text{ kN}$$

$\phi V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi V_{n,y} : \underline{1320.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1553.89} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 803.15 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1407.17 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.34 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 507.05 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 507.05 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3234.87 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ 600 mm

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ 1.19 cm²

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

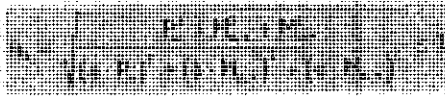
$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.760 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:



$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{556.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1157.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

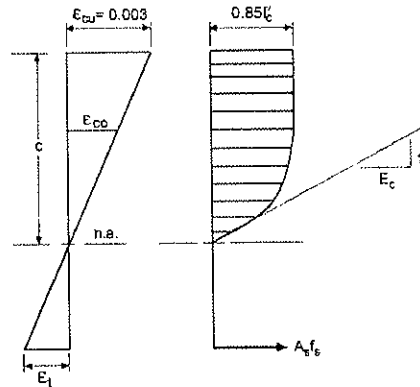
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

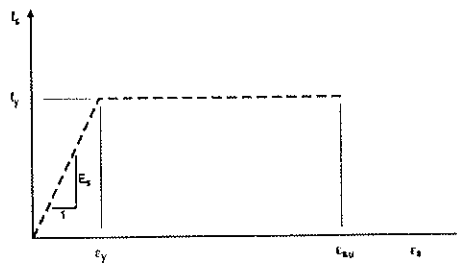


Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

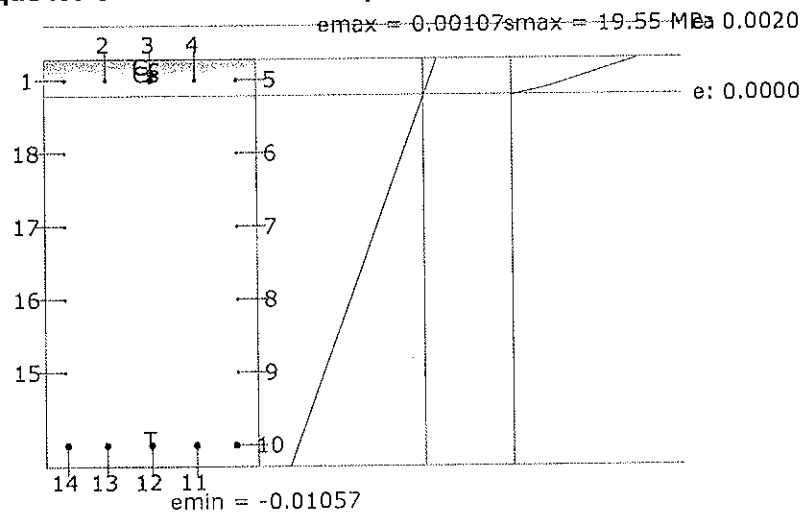
f_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



[Handwritten signature]

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	947.62	0.00	631.59
C _s	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

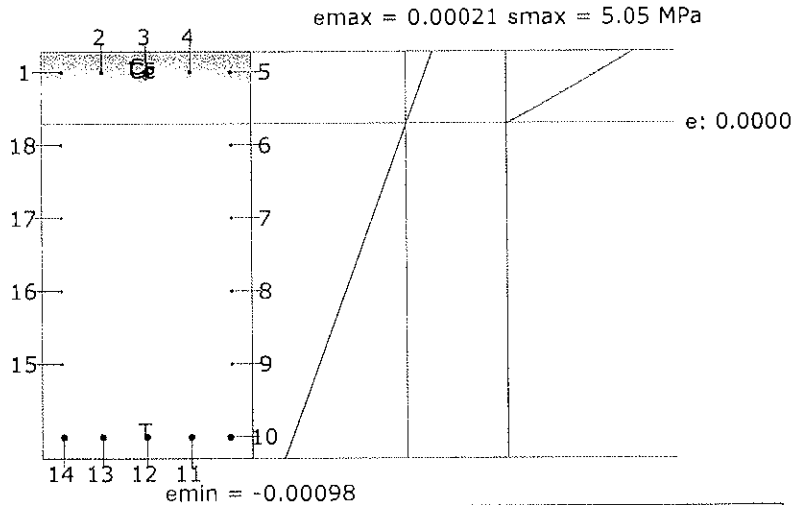
$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$



Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	434.50	0.00	593.90
C _s	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00 \text{ kN}$

$M_{u,x} : 556.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$C_c : 434.50 \text{ kN}$

$C_s : 30.59 \text{ kN}$

$T : 465.09 \text{ kN}$

Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: 0.00 mm
	$e_{cc,y}$: 593.90 mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: 0.00 mm
	$e_{cs,y}$: 607.54 mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: 0.00 mm
	$e_{T,y}$: -602.77 mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : 0.0002
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : 0.0009
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 5.05 MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 183.58 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-104: B21 - B18 (2.885 m - B18, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s \geq s_{l,min}$$

$$105 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : 25 \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : 25 \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : 25.4 \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$25.34 \text{ cm}^2 \geq 14.43 \text{ cm}^2$$



$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : 10.82 \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : 0.161$$



Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : 212.83 \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : 1317.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.885 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : 1550.47 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 799.72 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1407.17 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \neq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.34 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 501.51 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 501.51 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3234.87 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \neq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.19 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.885 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{M_{u,x}}{\phi \cdot M_{n,x}} + \frac{M_{u,y}}{\phi \cdot M_{n,y}} \leq 1.0$$

$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{556.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1157.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

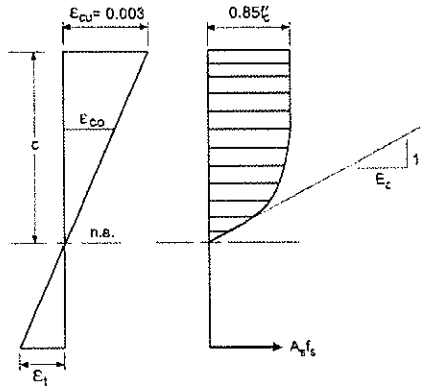
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

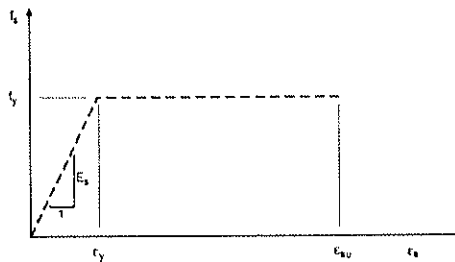



Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

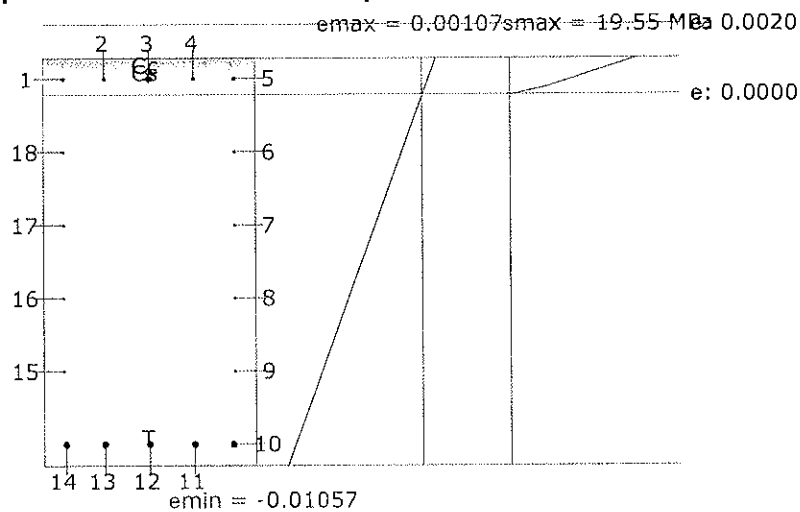
f'_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	947.62	0.00	631.59
C _s	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

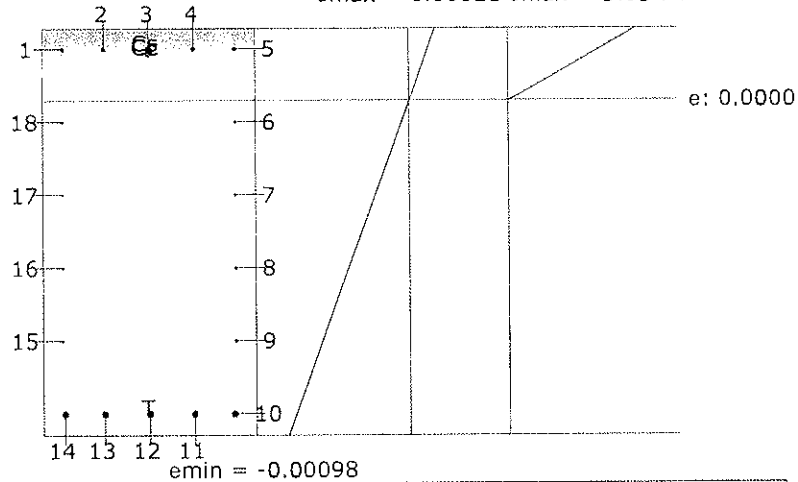
$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$



Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos:

$e_{max} = 0.00021$ $s_{max} = 5.05$ MPa



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	434.50	0.00	593.90
C _s	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00$ kN

$M_{u,x} : 556.98$ kN·m

$M_{u,y} : 0.00$ kN·m

$C_c : 434.50$ kN

$C_s : 30.59$ kN

$T : 465.09$ kN



Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>593.90</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cs,y}$: <u>607.54</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>-602.77</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0009</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>5.05</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>183.58</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

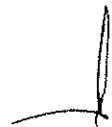
Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-104; B21 - B18

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z < Z_{max}$$

$$14.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 277.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{14.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{113.25} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27960.75} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

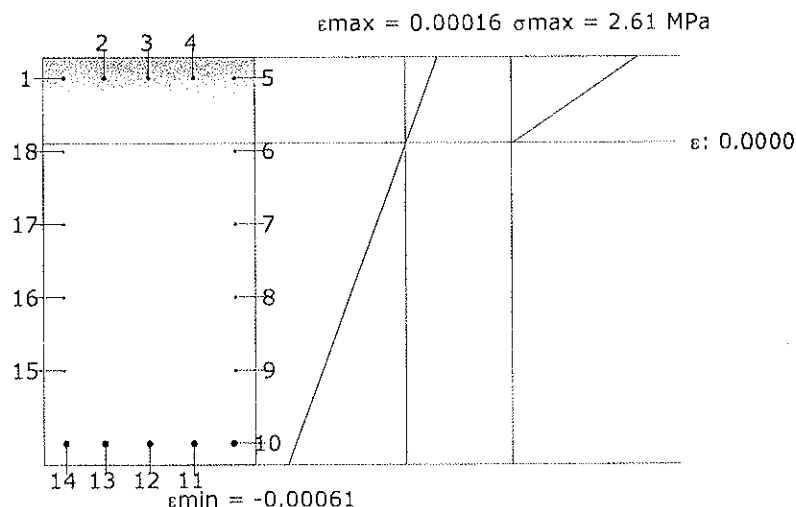
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{339.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$13.1 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

 Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{13.1} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

 f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{113.25} \text{ MPa}$$

 d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

 A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{21386.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón: N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes. N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

 $M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

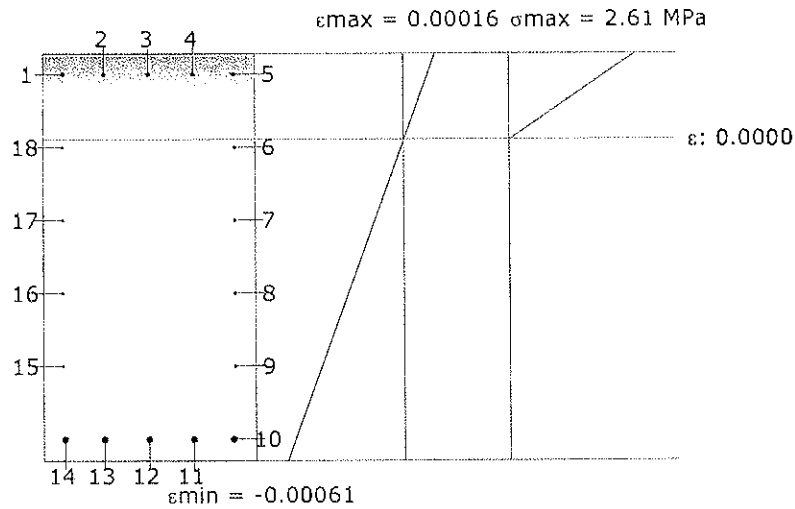
$$M_{ed,X} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

 $M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : \underline{339.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$




Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$14.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -277.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{14.3}{kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{113.25}{MPa}$$



Viga 1

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 27960.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

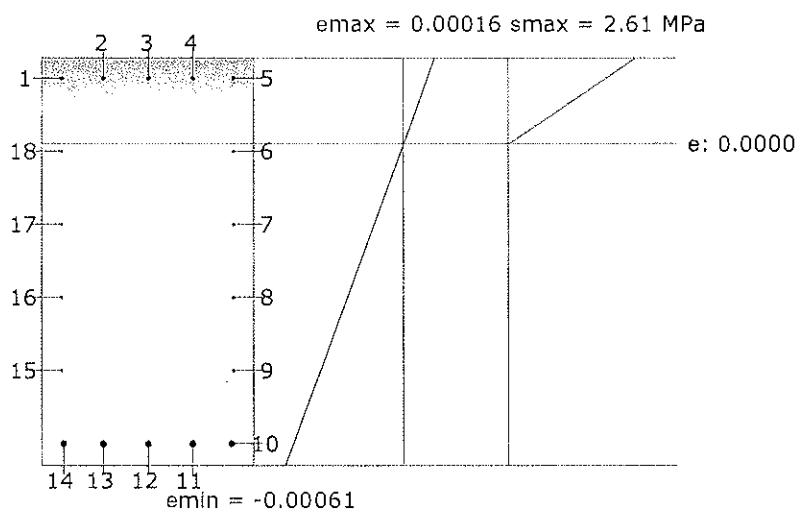
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 339.91 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013



Viga 1

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 277.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.06 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 18.35 \text{ MPa}$$

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

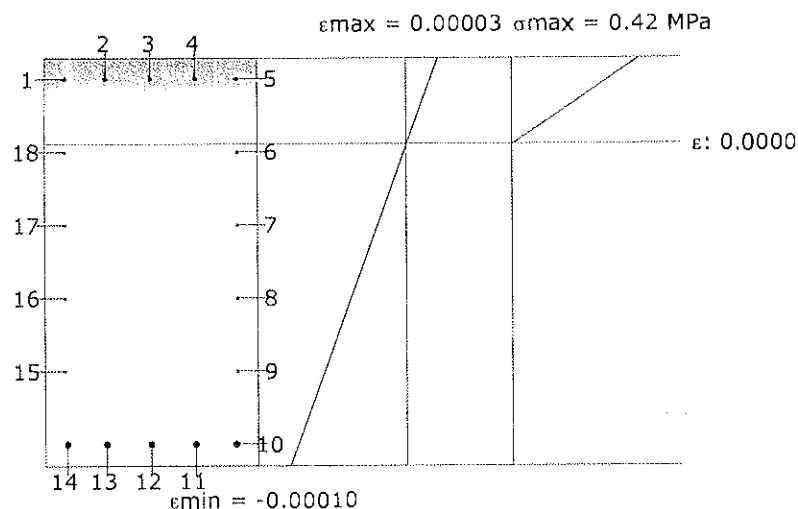
$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$147.62 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 147.62 \text{ mm}$$

 s_{\max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

 f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 18.35 \text{ MPa}$$

 c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón: N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes. N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

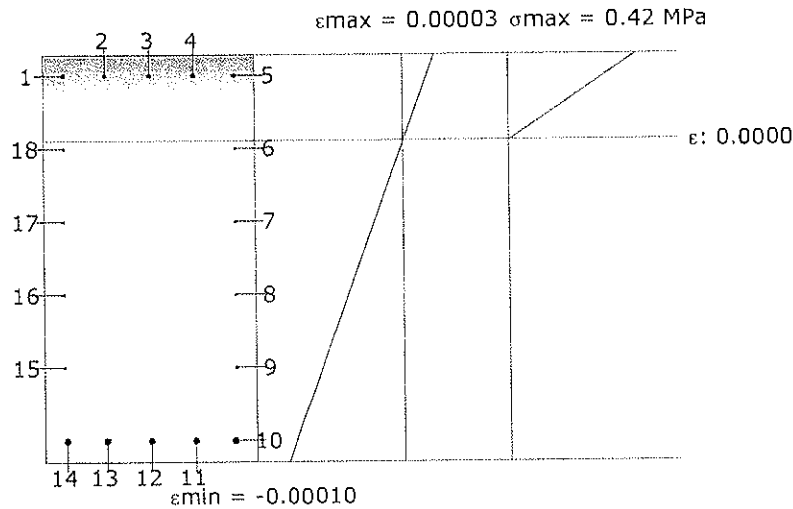
 $M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,X} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

 $M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -277.77 mm, Y = -602.77 mm. Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.06 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$

Viga 1

$s_3 = 300\text{mm}$

$s_3 : 300.00 \text{ mm}$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$f_s : 18.35 \text{ MPa}$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$C_c : 59.53 \text{ mm}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

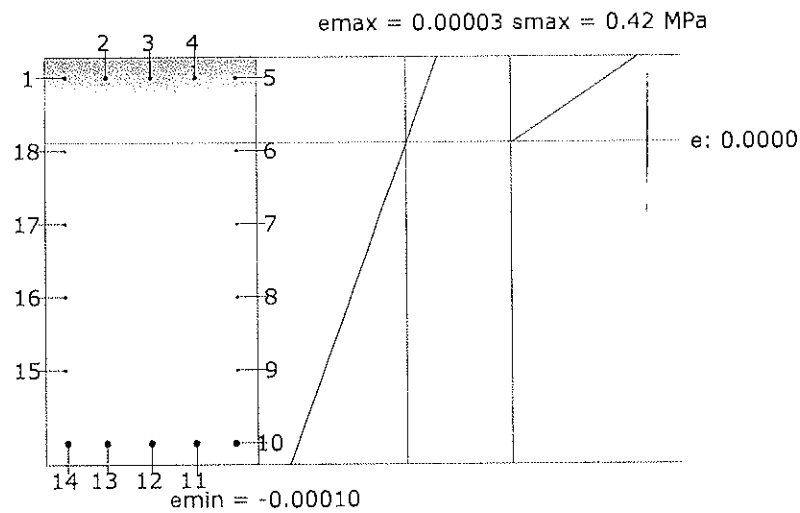
$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



[14046]

013669

VIGAS TIPO 3



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



INDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 30

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 41



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 100x135 Luz libre : 3.9 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales
	Hormigón : f'c=300 Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)											Estado			
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{st}	TNM _y	TV _y	TV _{st}	T,Disp _{st}		T,Disp _{st}	T,Geom _{st}	T,Arm _{st}
V-103: B12 - B13	Cumple	Cumple	1.119 m' η = 50.6	2.869 m' η = 78.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 78.3

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua.
 TV_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Geom_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura transversal.
 T,Arm_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-103: B12 - B13	x: 3.9 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 1.869 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 0.494 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)

Viga	Estado
V-103: B12 - B13	CUMPLE



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-103: B12 - B13 (B12 - 1.744 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : 25 \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : 25 \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : 25.4 \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 28.34 \text{ cm}^2$$



$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : 21.26 \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : 0.506$$



Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : 858.72 \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : 1698.05 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.119 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : 1997.71 \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1246.97} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{548.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{548.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.70 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'B12', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u,x}}{\phi M_{n,x}} + \frac{M_{u,y}}{\phi M_{n,y}} \leq \eta$$

$$\eta : \underline{0.590}$$

**Comprobación de resistencia de la sección (η_s)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1089.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi P_n, \phi M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕP_n : Axil de agotamiento.

ϕM_n : Momentos de agotamiento.

$$\phi P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,x} : \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

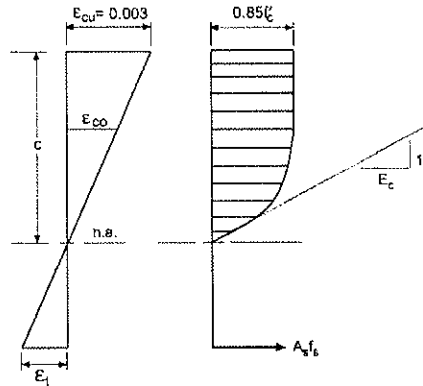
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

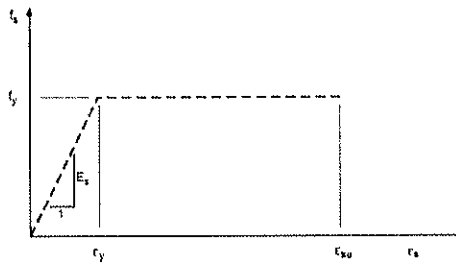


Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

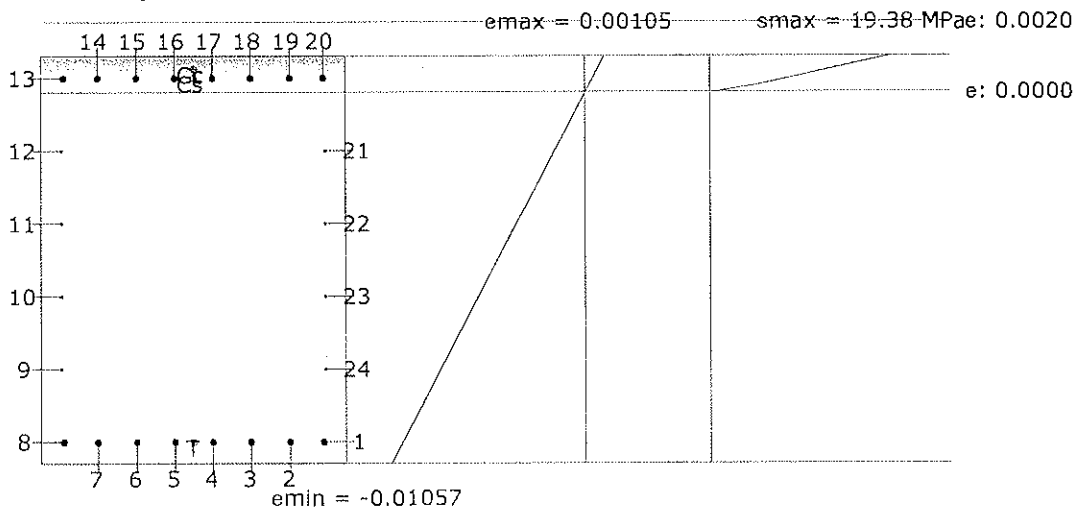
f_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1322.57	0.00	-632.17
Cs	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : -2052.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 1322.57 \text{ kN}$$

$$C_s : 347.60 \text{ kN}$$

$$T : 1670.17 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -632.17 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 602.78 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0011$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0100$$

$$\sigma_{cmax} : 19.38 \text{ MPa}$$

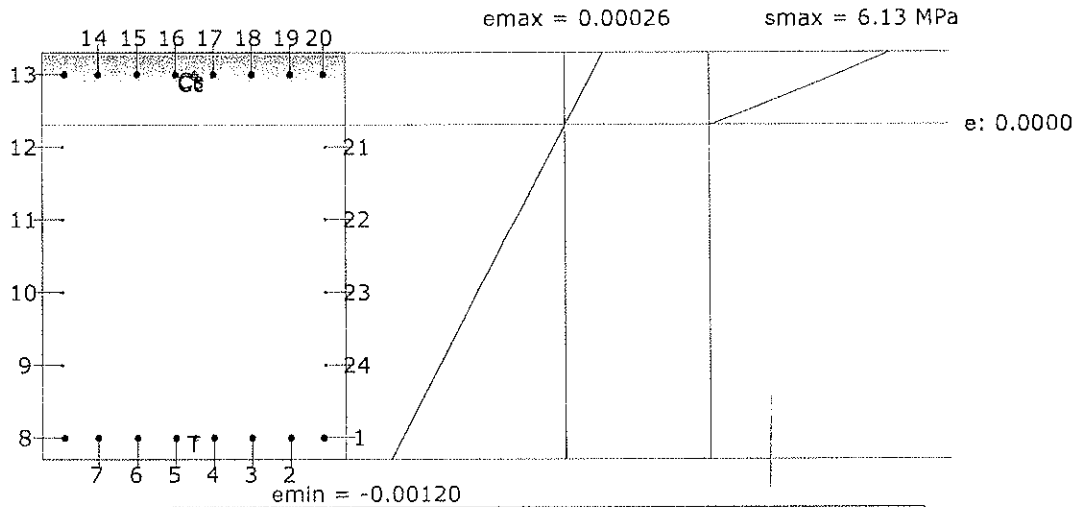


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-224.40	-0.001122
2	Ø1"	-318.03	602.78	-224.40	-0.001122
3	Ø1"	-190.82	602.78	-224.40	-0.001122
4	Ø1"	-63.61	602.78	-224.40	-0.001122
5	Ø1"	63.61	602.78	-224.40	-0.001122
6	Ø1"	190.82	602.78	-224.40	-0.001122
7	Ø1"	318.03	602.78	-224.40	-0.001122
8	Ø1"	427.78	602.78	-224.40	-0.001122
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000861
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000599
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000338
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000077
13	Ø1"	427.78	-602.77	+36.84	+0.000184
14	Ø1"	318.03	-602.77	+36.84	+0.000184
15	Ø1"	190.82	-602.77	+36.84	+0.000184
16	Ø1"	63.61	-602.77	+36.84	+0.000184
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+36.84	+0.000184
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+36.84	+0.000184
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+36.84	+0.000184
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+36.84	+0.000184
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000077
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000338
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000599
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000861

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	760.30	0.00	-593.33
Cs	149.34	0.00	-602.77
T	909.64	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : -1089.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 760.30 \text{ kN}$$

$$C_s : 149.34 \text{ kN}$$

$$T : 909.64 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -593.33 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 602.78 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0003$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0011$$

$$\sigma_{cmax} : 6.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 224.40 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-103: B12 - B13 (B12 - B13, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima

 (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 28.34 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{21.26} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)

 (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.506} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{858.72} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1698.05} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.119 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1997.71} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1246.97} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{548.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{548.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder **s_{max}** (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de **s₁**, **s₂**.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, **A_{v,min}**, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.70 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(**f_c** y **f_{yt}** en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(**f_{yt}** en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.869 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u,x}}{\phi M_{n,x}} + \frac{M_{u,y}}{\phi M_{n,y}} \leq \eta$$

$$\eta : \underline{0.783}$$

**Comprobación de resistencia de la sección (η_1)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

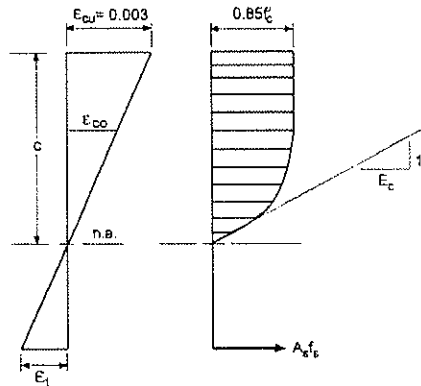
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

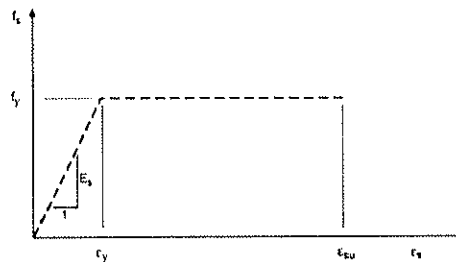
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



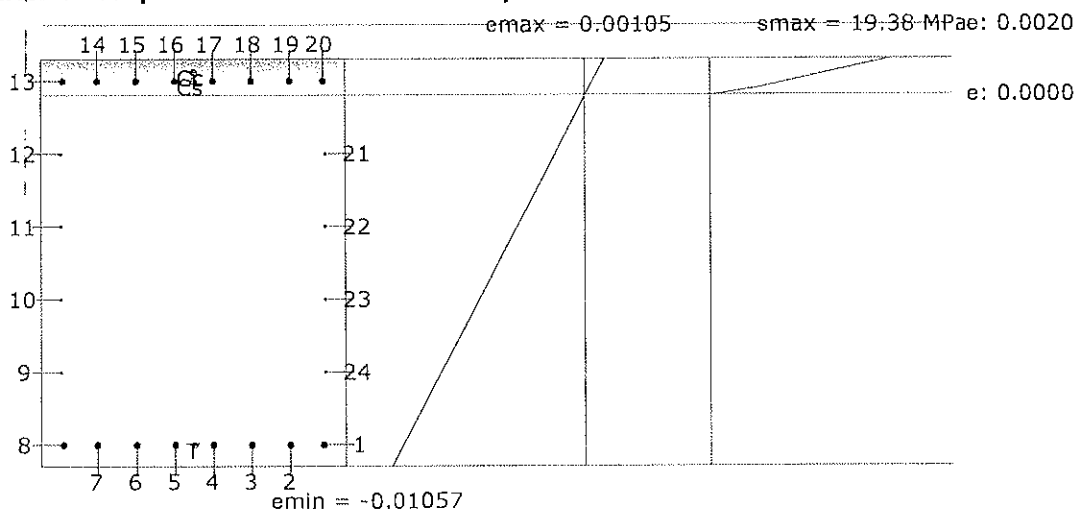
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1322.57	0.00	-632.17
Cs	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

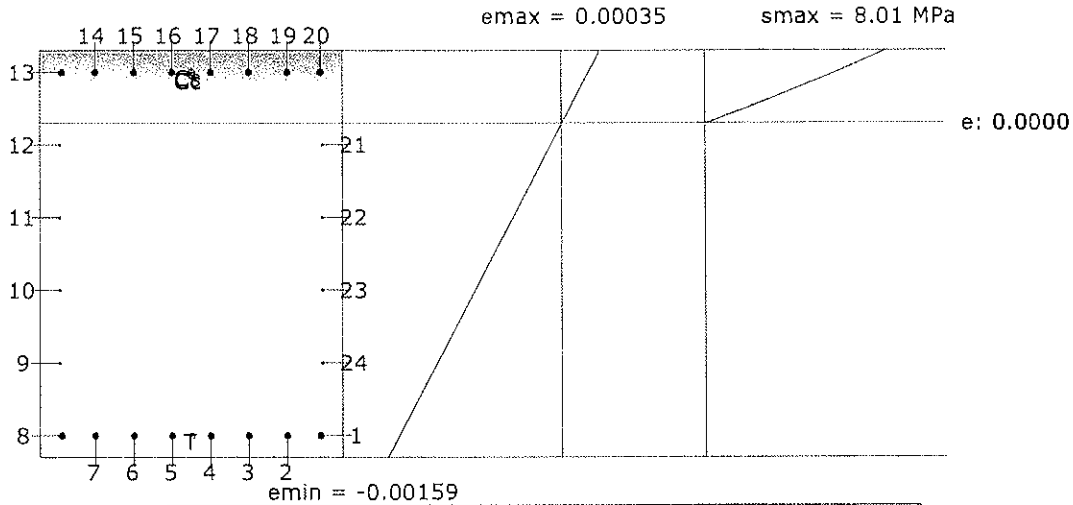


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-297.99	-0.001490
2	Ø1"	-318.03	602.78	-297.99	-0.001490
3	Ø1"	-190.82	602.78	-297.99	-0.001490
4	Ø1"	-63.61	602.78	-297.99	-0.001490
5	Ø1"	63.61	602.78	-297.99	-0.001490
6	Ø1"	190.82	602.78	-297.99	-0.001490
7	Ø1"	318.03	602.78	-297.99	-0.001490
8	Ø1"	427.78	602.78	-297.99	-0.001490
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001142
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000795
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000448
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000100
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.42	+0.000247
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.42	+0.000247
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000100
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000448
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000795
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001142

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1007.62	0.00	-592.50
Cs	200.31	0.00	-602.77
T	1207.93	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : -1445.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 1007.62 \text{ kN}$$

$$C_s : 200.31 \text{ kN}$$

$$T : 1207.93 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -592.50 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 602.78 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0004$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0015$$

$$\sigma_{cmax} : 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 297.99 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-103: B12 - B13 (1.994 m - B13, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : 25 \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : 25 \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : 25.4 \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 16.75 \text{ cm}^2$$



$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : 12.56 \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} < 1$$

$$\eta : 0.180$$



Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : 291.00 \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : 1615.01 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.994 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : 1900.01 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

(f_c en MPa)Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h: Altura de un elemento.

A_g: Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

(f_c en MPa)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

V_c : 1149.26 kN

V_c : 2010.24 kN

f_c : 29.43 MPa

ρ_w : 0.003

A_s : 40.54 cm²

b_w : 1000 mm

d : 1278 mm

M_m : 637.96 kN·m

M_u : 637.96 kN·m

N_u : 0.00 kN

h : 1350.00 mm

A_g : 13500.00 cm²

V_s : 750.74 kN

V_s : 4621.24 kN

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : 412.02 MPa

d : 1278 mm



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$



Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.70 \text{ cm}^2$$



Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.869 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:



$$\eta : \underline{0.783}$$

**Comprobación de resistencia de la sección (η_s)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

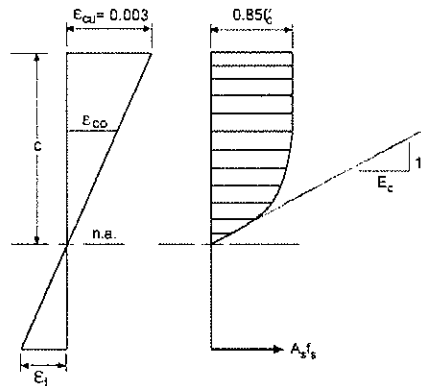
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

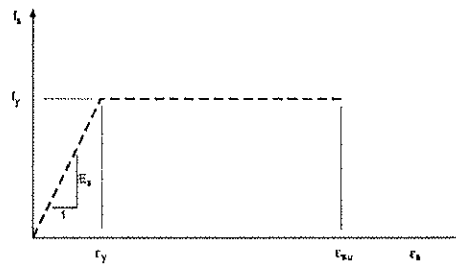
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{cb} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{cb} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



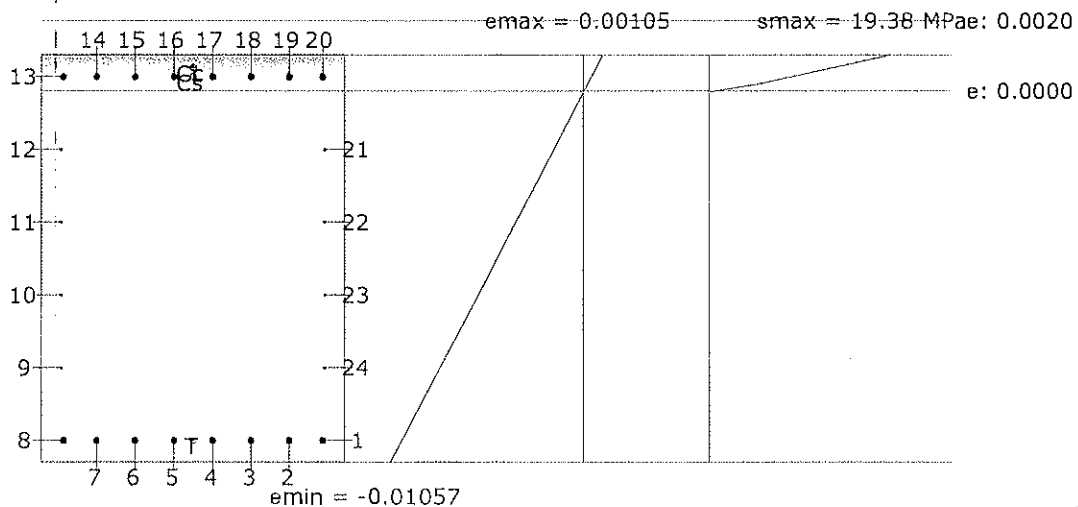
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1322.57	0.00	-632.17
C _s	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

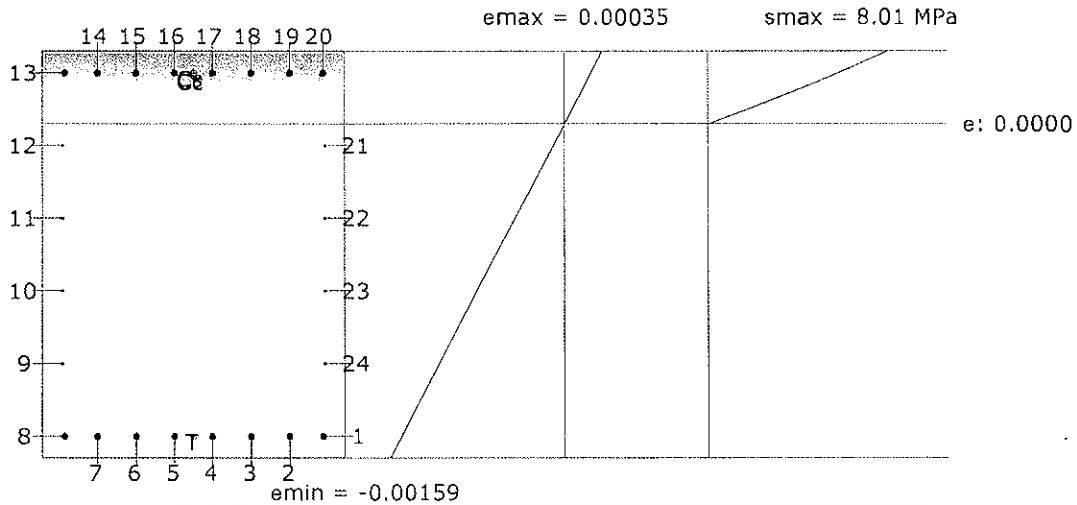


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-297.99	-0.001490
2	Ø1"	-318.03	602.78	-297.99	-0.001490
3	Ø1"	-190.82	602.78	-297.99	-0.001490
4	Ø1"	-63.61	602.78	-297.99	-0.001490
5	Ø1"	63.61	602.78	-297.99	-0.001490
6	Ø1"	190.82	602.78	-297.99	-0.001490
7	Ø1"	318.03	602.78	-297.99	-0.001490
8	Ø1"	427.78	602.78	-297.99	-0.001490
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001142
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000795
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000448
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000100
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.42	+0.000247
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.42	+0.000247
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000100
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000448
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000795
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001142

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1007.62	0.00	-592.50
Cs	200.31	0.00	-602.77
T	1207.93	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1007.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{200.31} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1207.93} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-592.50} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0015}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{8.01} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{297.99} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

.....



Viga 1

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-103: B12 - B13

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z < Z_{max}$$

$$17.7 \text{ kN/mm} < 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{17.7}{kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{161.08}{MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{72.23}{mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{18423.75}{mm^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

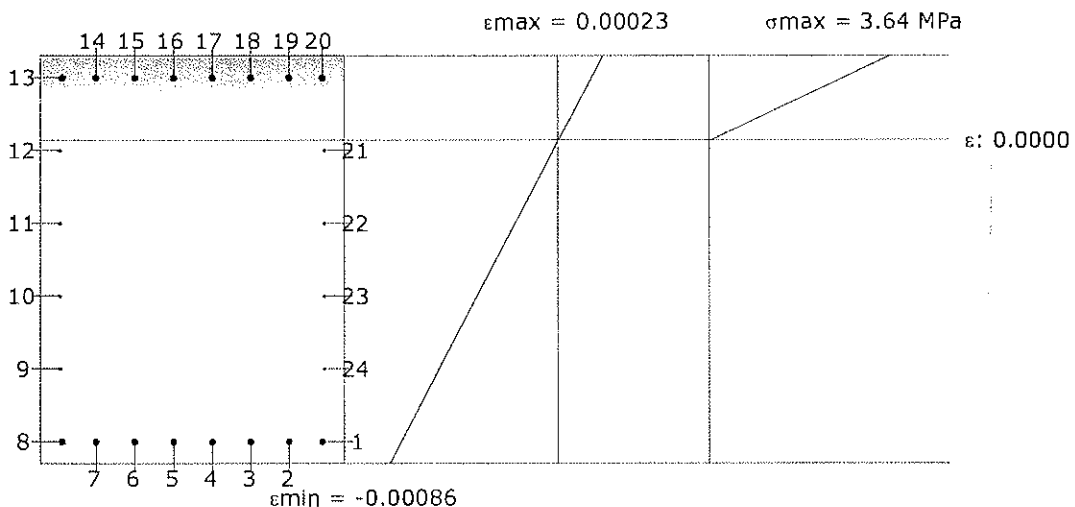
$$N_{ed} : \frac{0.00}{kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \frac{0.00}{kN \cdot m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \frac{-775.85}{kN \cdot m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$20.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{20.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{161.08} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

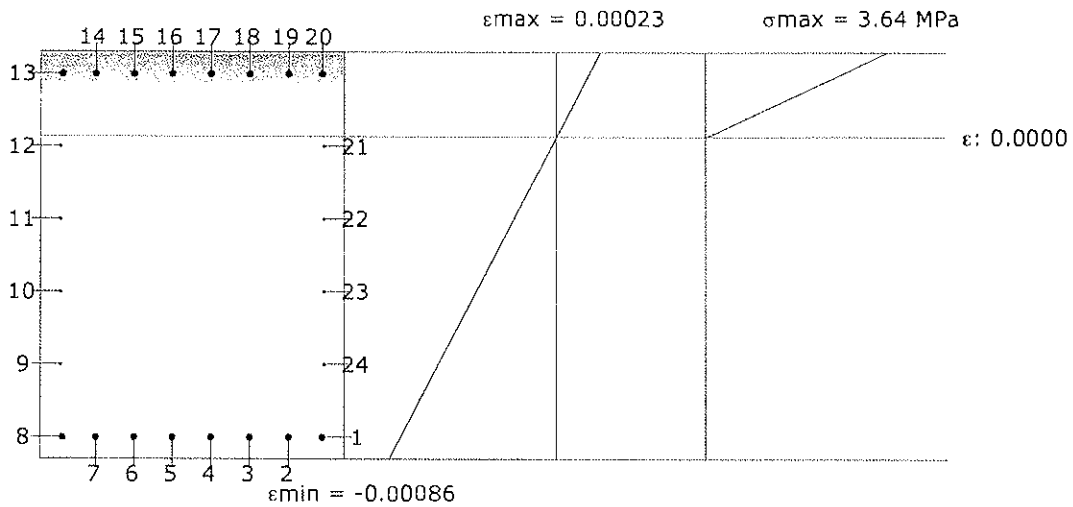
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-775.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$9.0 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 1.869 m del nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{\text{ kN/mm}}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{9.0}{\text{ kN/mm}}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:



Viga 1

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 82.27 MPa

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 18423.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

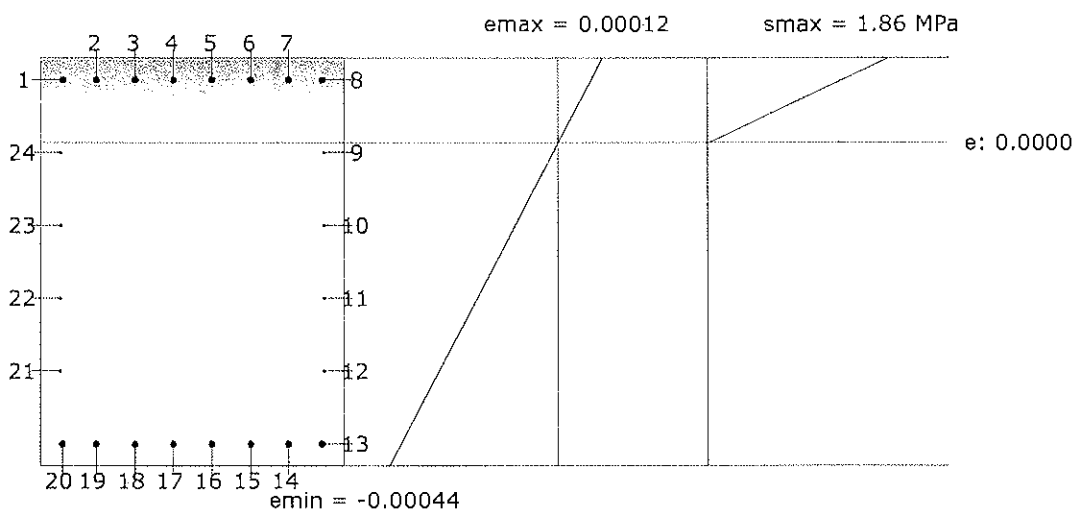
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 396.24 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000013
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000112
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000212
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000312
13	Ø1"	427.78	-602.77	-82.27	-0.000411
14	Ø1"	318.03	-602.77	-82.27	-0.000411
15	Ø1"	190.82	-602.77	-82.27	-0.000411
16	Ø1"	63.61	-602.77	-82.27	-0.000411
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-82.27	-0.000411
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-82.27	-0.000411
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-82.27	-0.000411
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-82.27	-0.000411
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000312
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000212
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000112
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000013



Viga 1

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$20.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{20.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{161.08} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}/M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

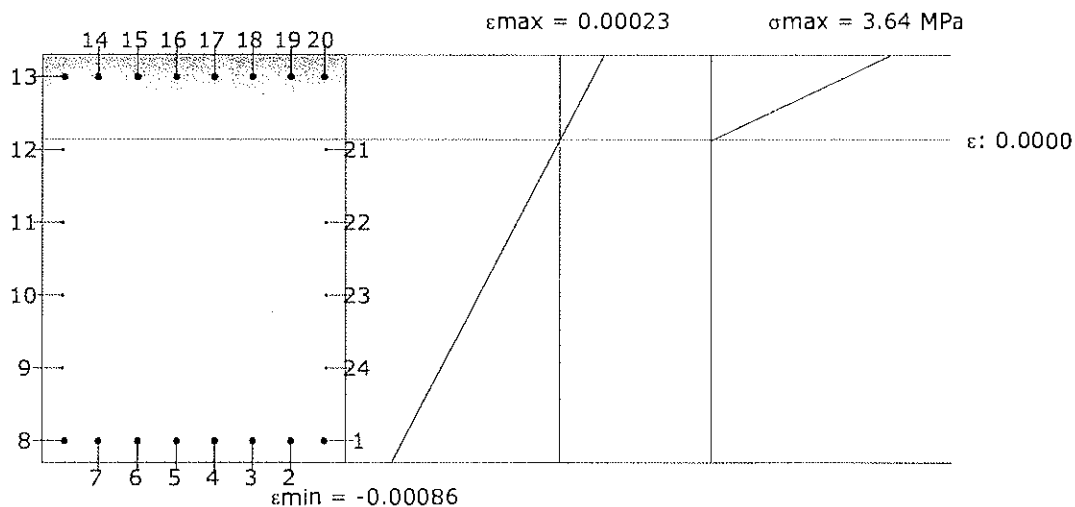
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-775.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{127.21} \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{960.52} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{875.79} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{85.64} \text{ MPa}$$

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

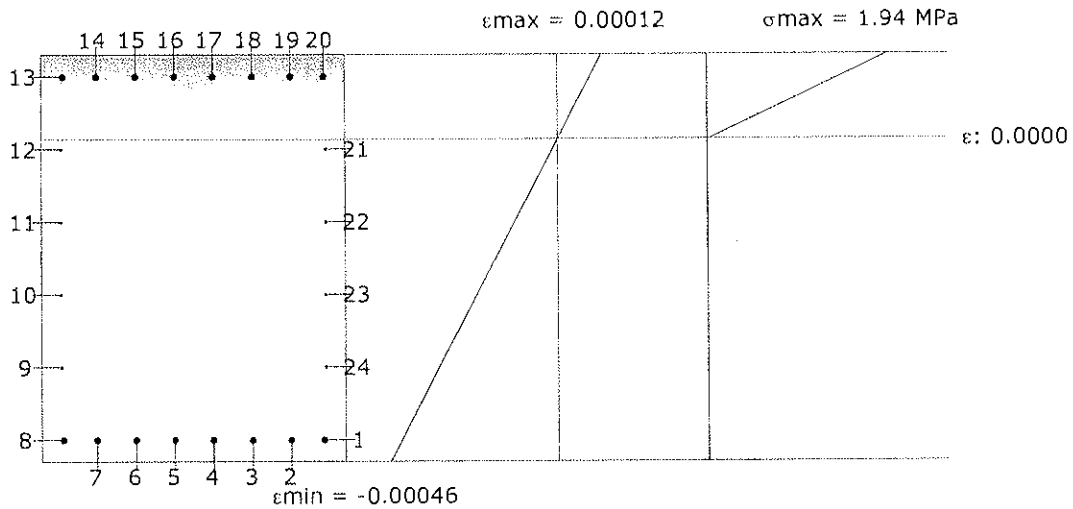
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-412.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 241.11 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{960.52} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{875.79} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{85.64} \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

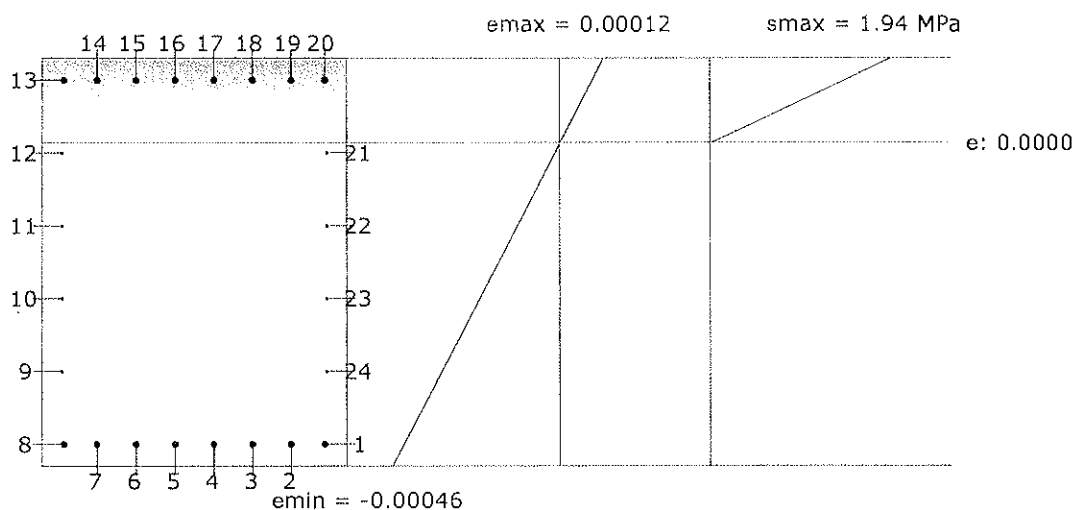
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-412.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

127.21 mm ≤ 300.00 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.494 m del nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

s : 127.21 mm

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s₁ : 155356.41 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s₂ : 122767.28 mm

s₃ = 300mm

s₃ : 300.00 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 0.61 MPa

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

c_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

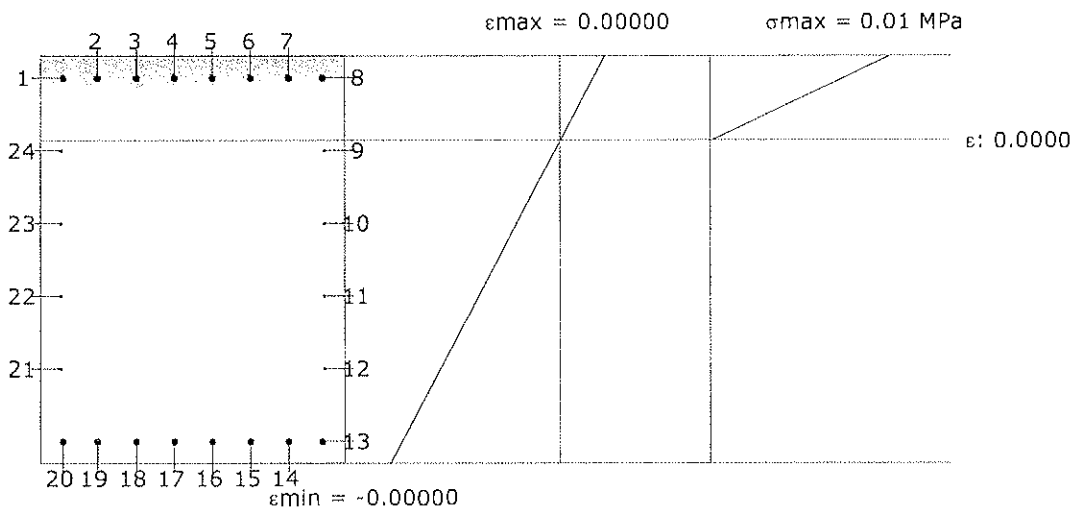
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 2.94 kN·m



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000000
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000001
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000002
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000002
13	Ø1"	427.78	-602.77	-0.61	-0.000003
14	Ø1"	318.03	-602.77	-0.61	-0.000003
15	Ø1"	190.82	-602.77	-0.61	-0.000003
16	Ø1"	63.61	-602.77	-0.61	-0.000003
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-0.61	-0.000003
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-0.61	-0.000003
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-0.61	-0.000003
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-0.61	-0.000003
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000002
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000002
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000001
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000000

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 241.11 \text{ mm}$$

s_{\max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 960.52 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 875.79 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 85.64 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

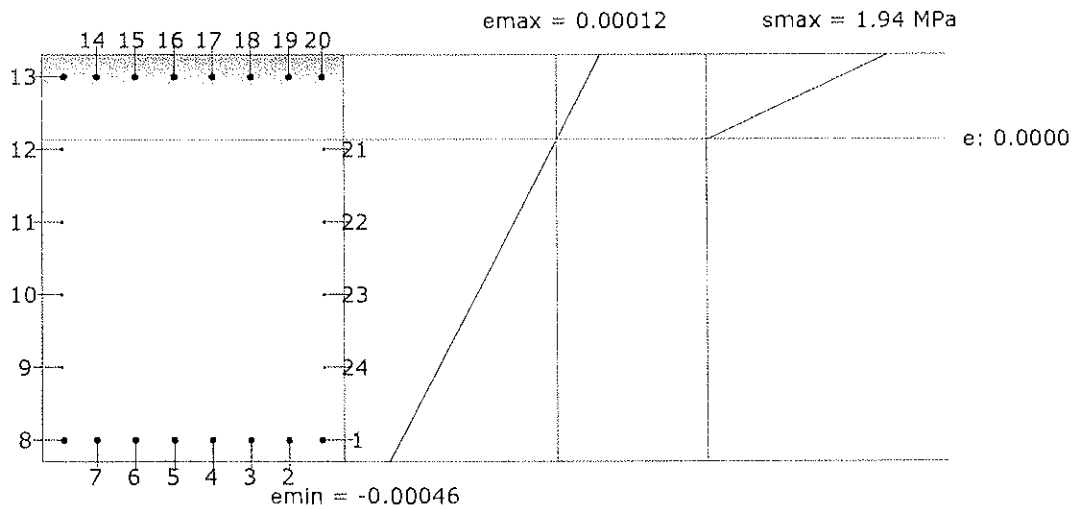
$$M_{ed,X} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : -412.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324

VIGAS TIPO 4

L



ÍNDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 12

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 21



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 100x135 Luz libre : 4.0 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales
	Hormigón : $f'c=300$ Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)												Estado		
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sd}	TNM _y	TV _y	TV _{st}	T,Disp _{sl}	T,Disp _{sc}		T,Geom _{sl}	T,Arm _{sl}
V-105: B16 - B15	Cumple	Cumple	0.000 m' $\eta = 41.0$	'B16' $\eta = 30.7$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE $\eta = 41.0$

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_{sd}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 TV_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp_{sc}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cantidad mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-105: B16 - B15	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	Estado
V-105: B16 - B15	CUMPLE



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-105: B16 - B15

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

84 mm \geq 25 mm ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 25 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.4 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

40.54 cm² \geq 14.64 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 10.98 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.410 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 730.61 kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,y}$: 1780.77 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 2095.03 kN

Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1344.28} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{273.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{273.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.70 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'B16', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.307} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{567.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1848.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

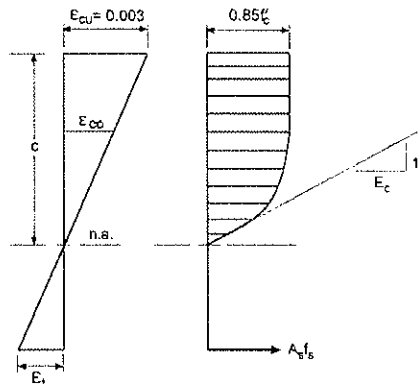
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

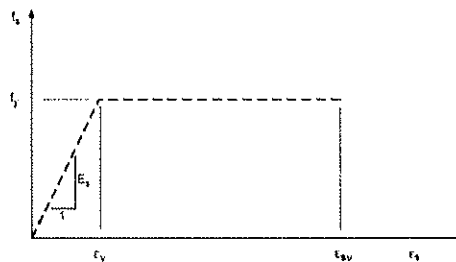
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



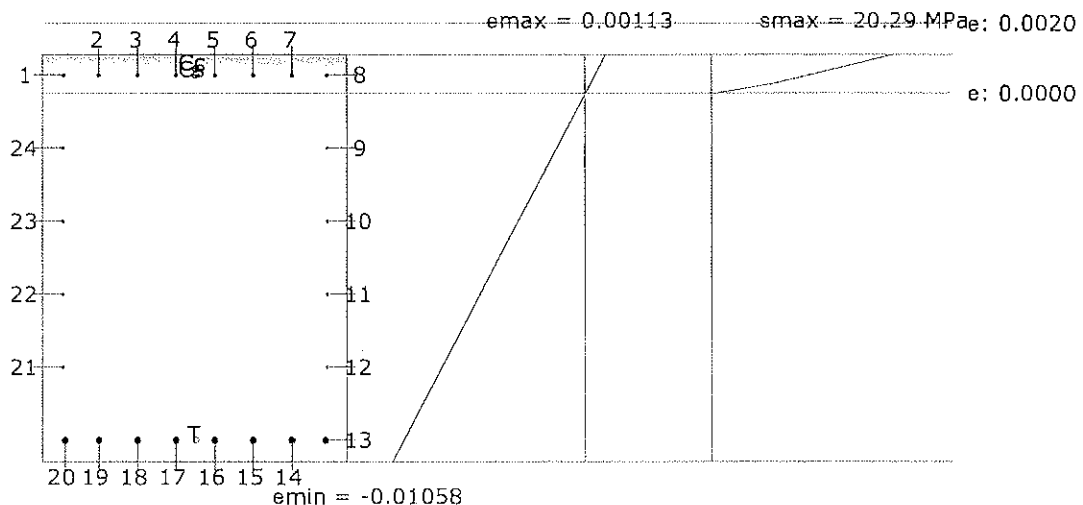
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



[Handwritten signature]

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+109.14	+0.000546
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+109.14	+0.000546
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+109.14	+0.000546
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+109.14	+0.000546
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+109.14	+0.000546
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+109.14	+0.000546
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+109.14	+0.000546
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+109.14	+0.000546
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.001553
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.003653
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.005752
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.007851
13	Ø1"	427.78	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	318.03	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1"	190.82	-602.77	-412.02	-0.009950
16	Ø1"	63.61	-602.77	-412.02	-0.009950
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-412.02	-0.009950
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-412.02	-0.009950
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-412.02	-0.009950
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-412.02	-0.009950
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.007851
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.005752
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.003653
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.001553

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1496.41	0.00	629.02
C _s	173.75	0.00	607.54
T	1670.17	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{2053.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1496.41} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{173.75} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{629.02} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.29} \text{ MPa}$$

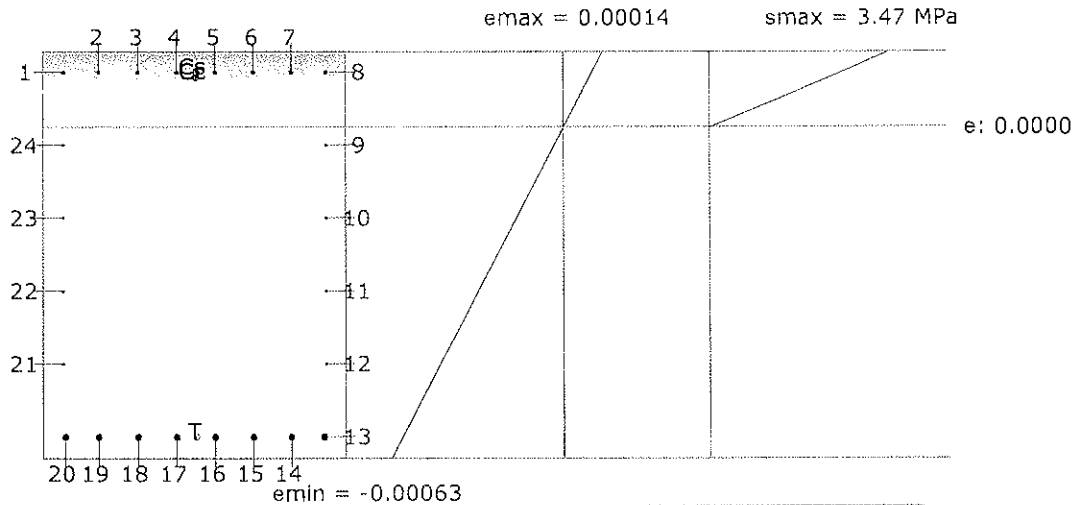


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+21.04	+0.000105
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+21.04	+0.000105
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+21.04	+0.000105
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+21.04	+0.000105
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+21.04	+0.000105
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+21.04	+0.000105
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+21.04	+0.000105
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+21.04	+0.000105
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000033
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000171
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000309
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000448
13	Ø1"	427.78	-602.77	-117.17	-0.000586
14	Ø1"	318.03	-602.77	-117.17	-0.000586
15	Ø1"	190.82	-602.77	-117.17	-0.000586
16	Ø1"	63.61	-602.77	-117.17	-0.000586
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-117.17	-0.000586
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-117.17	-0.000586
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-117.17	-0.000586
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-117.17	-0.000586
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000448
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000309
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000171
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000033

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	441.48	0.00	590.59
Cs	33.49	0.00	607.54
T	474.97	0.00	-602.77

Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 567.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 441.48 \text{ kN}$$

$$C_s : 33.49 \text{ kN}$$

$$T : 474.97 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 590.59 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 607.54 \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0001$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0006$$

$$\sigma_{cmax} : 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 117.17 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013721

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013722

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
3	Ø1"	-190.82	602.78	-120.40	-0.000602
4	Ø1"	-63.61	602.78	-120.40	-0.000602
5	Ø1"	63.61	602.78	-120.40	-0.000602
6	Ø1"	190.82	602.78	-120.40	-0.000602
7	Ø1"	318.03	602.78	-120.40	-0.000602
8	Ø1"	427.78	602.78	-120.40	-0.000602
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-114.37	-0.000572
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000425
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000278
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000132
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000132
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000278
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000425
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-114.37	-0.000572
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-114.37	-0.000572
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-114.37	-0.000572
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-114.37	-0.000572
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-114.37	-0.000572
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-114.37	-0.000572
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-114.37	-0.000572

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$12.6 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

Z_{\max} : 26.0 kN/mm

Z: Parámetro de control.

Z : 12.6 kN/mm

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 99.92 MPa

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 27888.50 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.



Viga 1

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

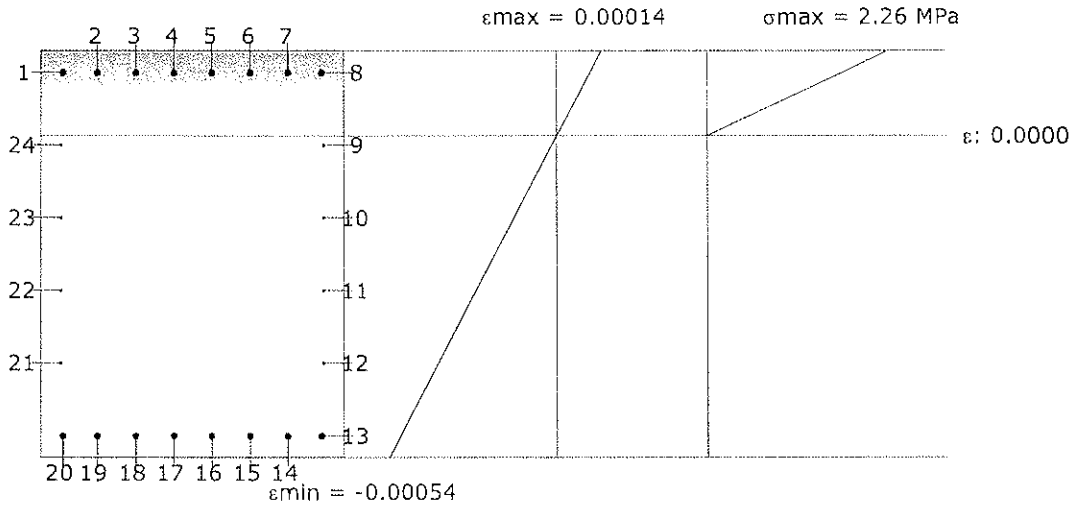
M_{ed,X}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,Y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,X} : 0.00 kN·m

M_{ed,Y} : 481.28 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$11.0 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Viga 1

Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

Z_{max} : 26.0 kN/mm

Z : Parámetro de control.

Z : 11.0 kN/mm

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 99.92 MPa

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 18423.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

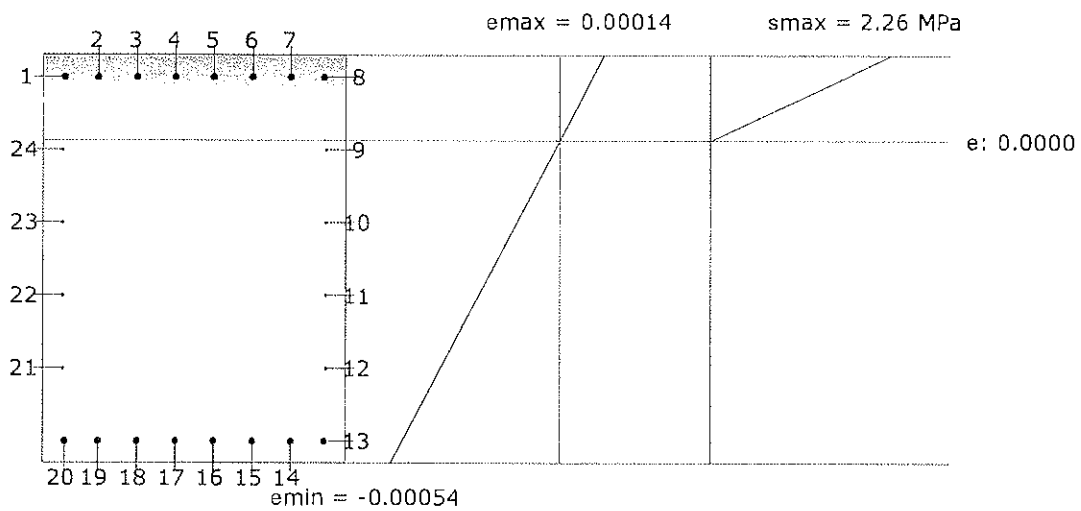
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 481.28 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$12.6 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 3.195 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{12.6} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c} \cdot A_{ct}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{99.92} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

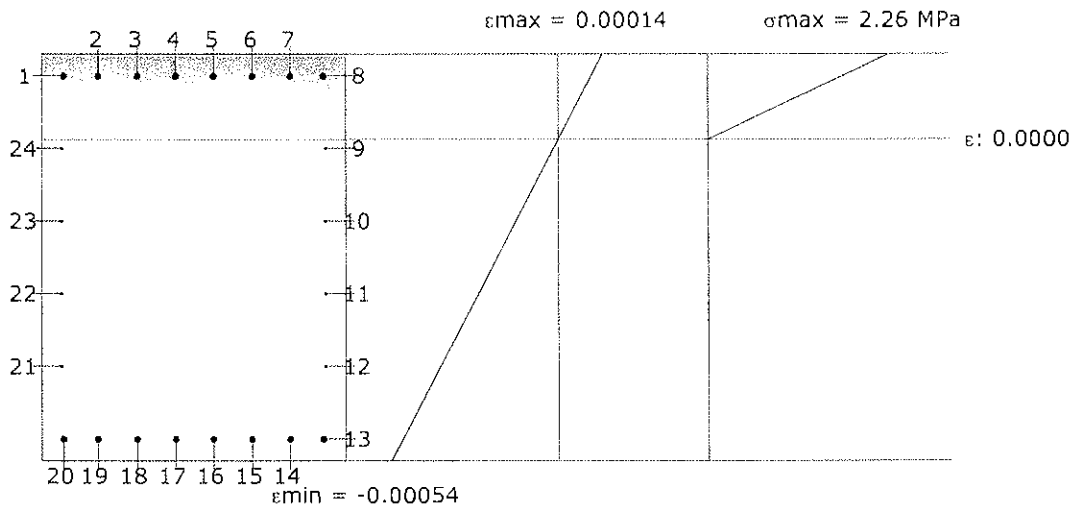
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{481.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000015
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000136
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000257
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000379
13	Ø1"	427.78	-602.77	-99.92	-0.000500
14	Ø1"	318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
15	Ø1"	190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
16	Ø1"	63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-99.92	-0.000500
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-99.92	-0.000500
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-99.92	-0.000500
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-99.92	-0.000500
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000379
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000257
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000136
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000015

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{741.38} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{702.79} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{106.72} \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

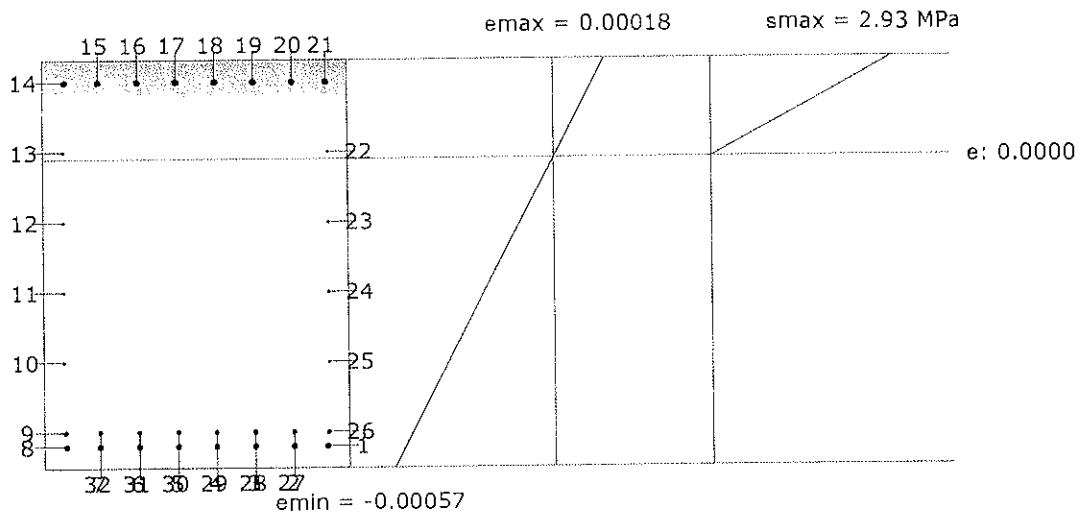
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-672.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-106.72	-0.000534
2	Ø1"	-318.03	602.78	-106.72	-0.000534
3	Ø1"	-190.82	602.78	-106.72	-0.000534
4	Ø1"	-63.61	602.78	-106.72	-0.000534
5	Ø1"	63.61	602.78	-106.72	-0.000534
6	Ø1"	190.82	602.78	-106.72	-0.000534
7	Ø1"	318.03	602.78	-106.72	-0.000534
8	Ø1"	427.78	602.78	-106.72	-0.000534
9	Ø3/4"	430.95	555.15	-101.37	-0.000507
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000377
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000247
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000117
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000247
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000377



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
26	Ø3/4"	-430.95	555.15	-101.37	-0.000507
27	Ø3/4"	-318.03	555.15	-101.37	-0.000507
28	Ø3/4"	-190.82	555.15	-101.37	-0.000507
29	Ø3/4"	-63.61	555.15	-101.37	-0.000507
30	Ø3/4"	63.61	555.15	-101.37	-0.000507
31	Ø3/4"	190.82	555.15	-101.37	-0.000507
32	Ø3/4"	318.03	555.15	-101.37	-0.000507

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.320 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 241.11 \text{ mm}$$

s_{\max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 1077.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 968.25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 77.46 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

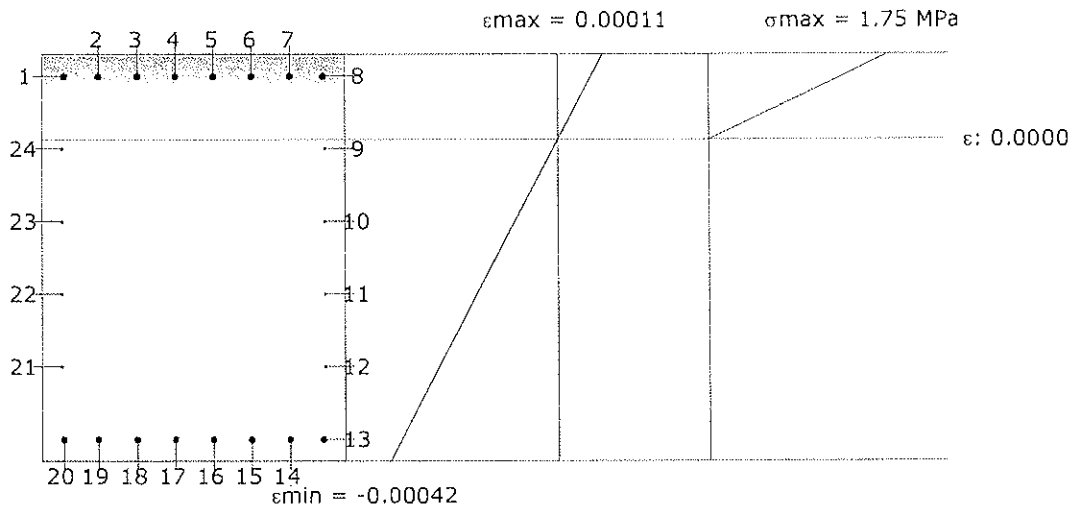
$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 373.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013729



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000012
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000106
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000200
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000293
13	Ø1"	427.78	-602.77	-77.46	-0.000387
14	Ø1"	318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
15	Ø1"	190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
16	Ø1"	63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-77.46	-0.000387
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000293
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000200
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000106
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000012

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.945 m del nudo B8, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

Viga 1

013730

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s_1 : 25311.71 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s_2 : 20100.41 mm

$$s_3 = 300\text{mm}$$

s_3 : 300.00 mm

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 3.73 MPa

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

C_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

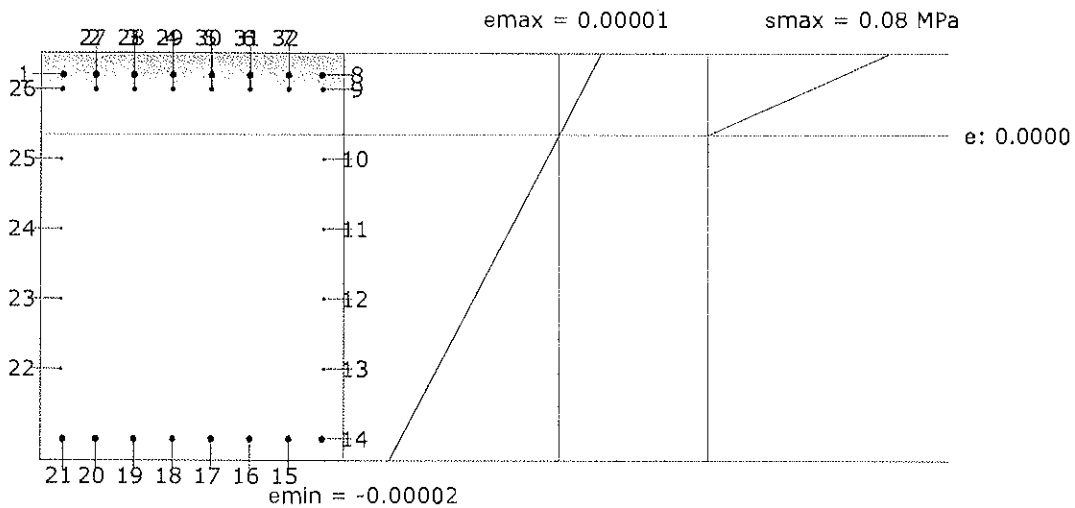
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 17.98 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
10	Ø1/2"	434.13	323.57	0.00	-0.000001
11	Ø1/2"	434.13	91.98	0.00	-0.000006
12	Ø1/2"	434.13	-139.60	0.00	-0.000010
13	Ø1/2"	434.13	-371.19	0.00	-0.000014
14	Ø1"	427.78	-602.77	-3.73	-0.000019
15	Ø1"	318.03	-602.77	-3.73	-0.000019
16	Ø1"	190.82	-602.77	-3.73	-0.000019
17	Ø1"	63.61	-602.77	-3.73	-0.000019
18	Ø1"	-63.61	-602.77	-3.73	-0.000019
19	Ø1"	-190.82	-602.77	-3.73	-0.000019
20	Ø1"	-318.03	-602.77	-3.73	-0.000019
21	Ø1"	-427.77	-602.77	-3.73	-0.000019
22	Ø1/2"	-434.12	-371.19	0.00	-0.000014
23	Ø1/2"	-434.12	-139.60	0.00	-0.000010



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
24	Ø1/2"	-434.12	91.98	0.00	-0.000006
25	Ø1/2"	-434.12	323.57	0.00	-0.000001

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

241.11 mm ≤ 300.00 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.320 m del nudo BB, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

s : 241.11 mm

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s₁ : 1077.64 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s₂ : 968.25 mm

s₃ = 300mm

s₃ : 300.00 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 77.46 MPa

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

C_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

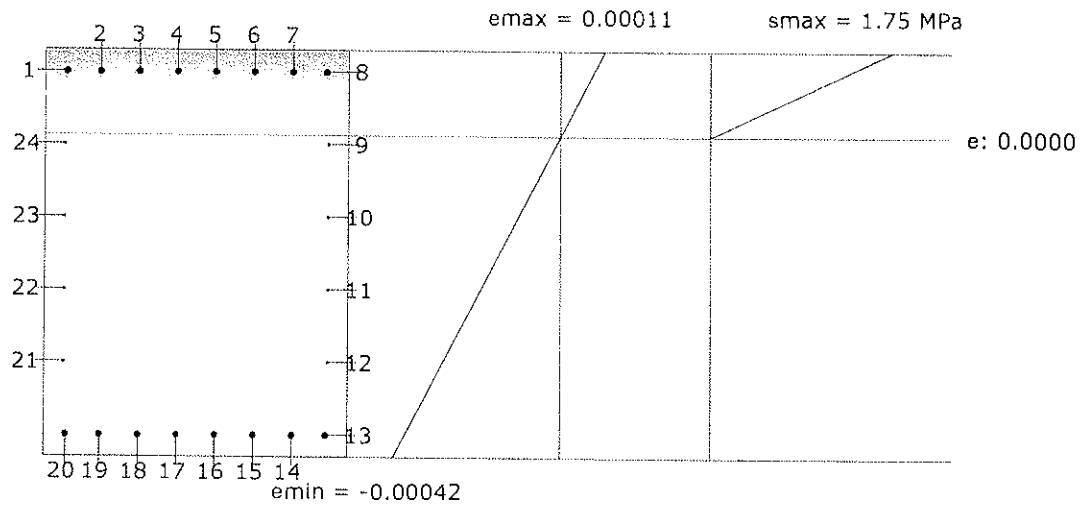
M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 373.09 kN·m



Viga 1

013732



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000012
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000106
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000200
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000293
13	Ø1"	427.78	-602.77	-77.46	-0.000387
14	Ø1"	318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
15	Ø1"	190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
16	Ø1"	63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-77.46	-0.000387
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-77.46	-0.000387
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-77.46	-0.000387
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-77.46	-0.000387
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000293
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000200
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000106
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000012



VIGAS TIPO 2



1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 30

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 38



Viga 1

013735

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	<p>Geometría</p> <p>Dimensiones : 70x135</p> <p>Luz libre : 4.0 m</p> <p>Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm</p>
	<p>Materiales</p> <p>Hormigón : f'c=300</p> <p>Armadura longitudinal : Grado 60</p> <p>Armadura transversal : Grado 60</p>

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _u	T _d	TNM _x	TV _x	TV _s	T,Disp. _l	T,Disp. _{tr}	T,Geom. _l		T,Arm. _l
V-104: B21 - B18	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 18.7	0.760 m' η = 48.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 48.1

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_u: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_d: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua.
 TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp._{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm._l: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-104: B21 - B18	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	x: 2.01 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	Estado
V-104: B21 - B18	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-104: B21 - B18 (B21 - 1.010 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

105 mm \geq 25 mm ✓

Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{i,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 25 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.4 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

25.34 cm² \geq 13.12 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 9.84 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.187 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 246.74 kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,y}$: 1320.81 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$

V_n : 1553.89 kN



Viga 1

013737

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 803.15 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1407.17 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.34 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 507.05 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 507.05 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3234.87 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ 1.19 cm² ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Viga 1

013739

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.760 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : 0.481 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: 556.98 kN·m

$M_{u,y}$: 0.00 kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$: 0.00 kN

$\phi \cdot M_{n,x}$: 1157.57 kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

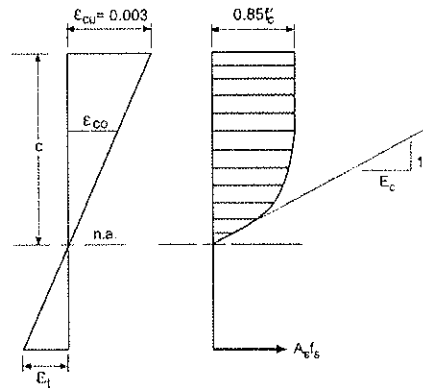
- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1

013740



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

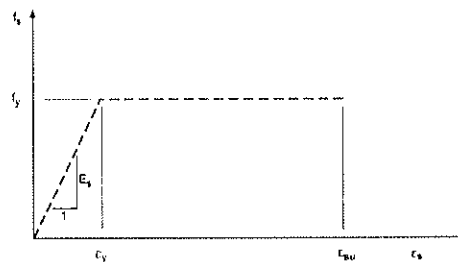
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{cb} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{cb} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



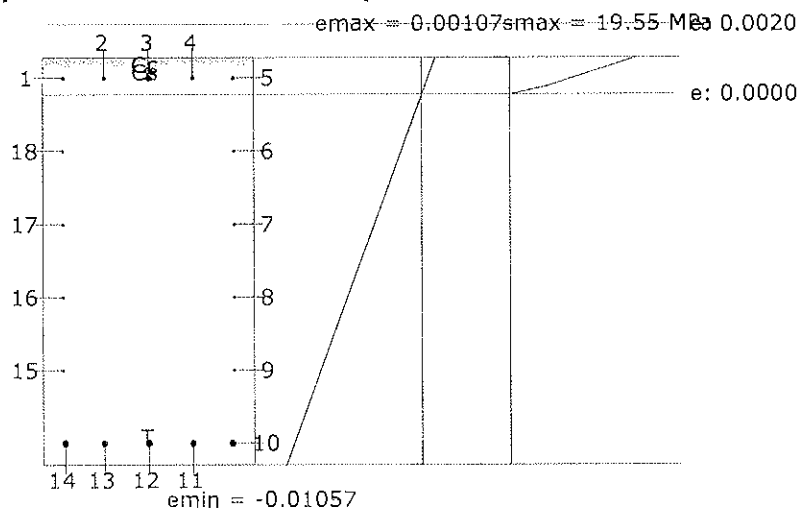
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	947.62	0.00	631.59
Cs	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

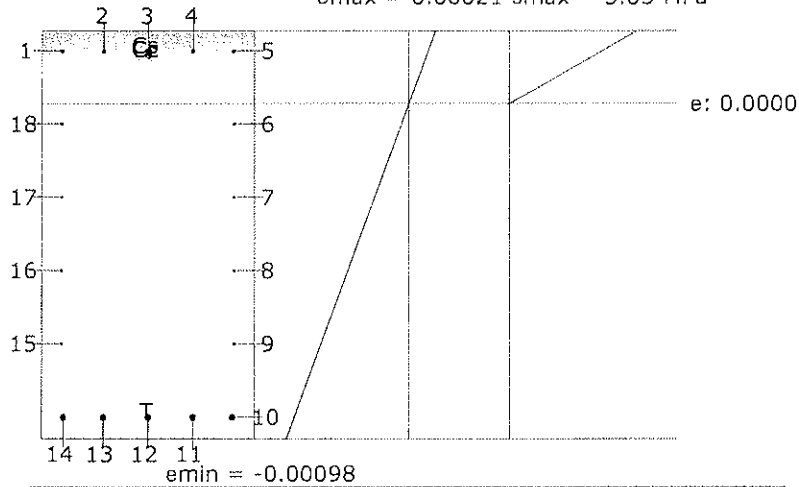


Viga 1

013742

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

$\epsilon_{max} = 0.00021$ $s_{max} = 5.05$ MPa



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	434.50	0.00	593.90
Cs	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

Cc: Resultante de compresiones en el hormigón.

Cs: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00$ kN

$M_{u,x} : 556.98$ kN·m

$M_{u,y} : 0.00$ kN·m

$C_c : 434.50$ kN

$C_s : 30.59$ kN

$T : 465.09$ kN



Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,y}$: <u>593.90</u> mm
e_y : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>0.00</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cs,y}$: <u>607.54</u> mm
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{T,x}$: <u>0.00</u> mm
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{T,y}$: <u>-602.77</u> mm
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
	ϵ_{smax} : <u>0.0009</u>
	σ_{cmax} : <u>5.05</u> MPa
	σ_{smax} : <u>183.58</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013744

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013745

V-104: B21 - B18 (B21 - B18, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

105 mm \geq 25 mm ✓

Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{i,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 25 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.4 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

25.34 cm² \geq 13.12 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 9.84 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.187 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 246.74 kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,y}$: 1320.81 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 1553.89 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Viga 1

013746

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 803.15 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1407.17 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \neq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.34 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 507.05 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 507.05 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3234.87 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \neq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm



Viga 1

013747

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.19 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.760 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{556.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1157.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

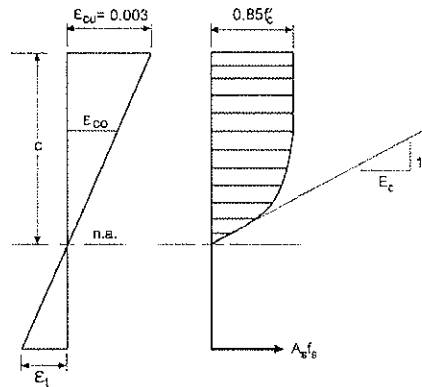
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

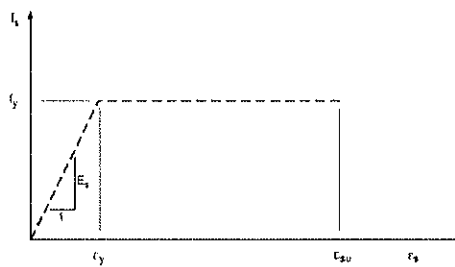
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



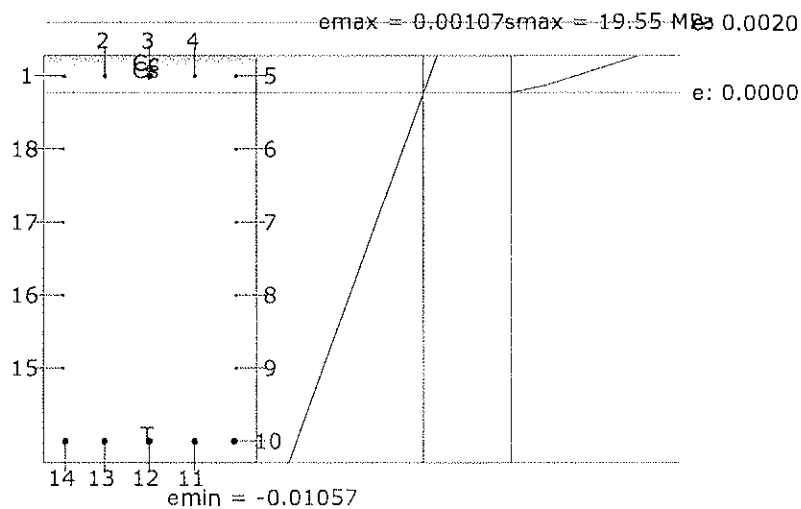
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

013750

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	947.62	0.00	631.59
Cs	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

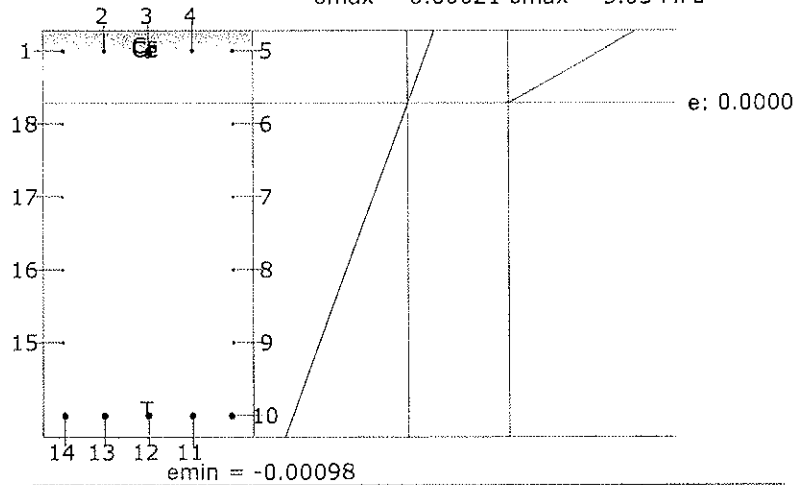
$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$



Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

$\epsilon_{max} = 0.00021$ $\sigma_{max} = 5.05$ MPa



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	434.50	0.00	593.90
Cs	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: 556.98 kN·m

$M_{u,y}$: 0.00 kN·m

C_c : 434.50 kN

C_s : 30.59 kN

T : 465.09 kN

Viga 1

013752

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,y}$: <u>593.90</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>0.00</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cs,y}$: <u>607.54</u> mm
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{t,x}$: <u>0.00</u> mm
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{t,y}$: <u>-602.77</u> mm
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
	ϵ_{smax} : <u>0.0009</u>
	σ_{cmax} : <u>5.05</u> MPa
	σ_{smax} : <u>183.58</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013753

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013754

V-104: B21 - B18 (2.885 m - B18, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$105 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = d_b$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$25.34 \text{ cm}^2 \geq 14.43 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{10.82} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.161} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : \underline{212.83} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1317.90} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.885 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1550.47} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 799.72 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1407.17 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.34 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 501.51 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 501.51 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3234.87 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Viga 1

013756

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.19 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.885 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_2)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{556.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1157.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

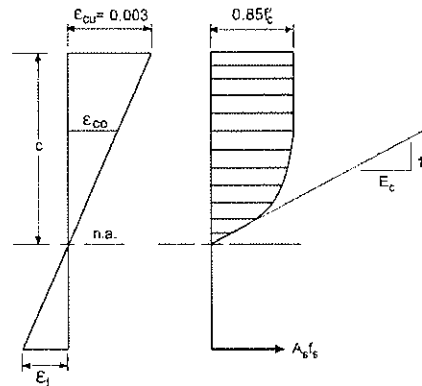
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

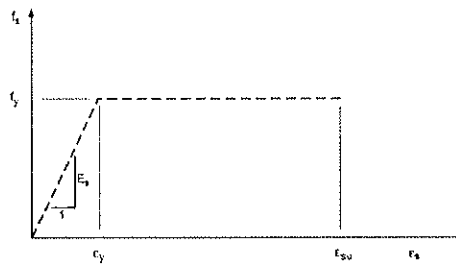
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



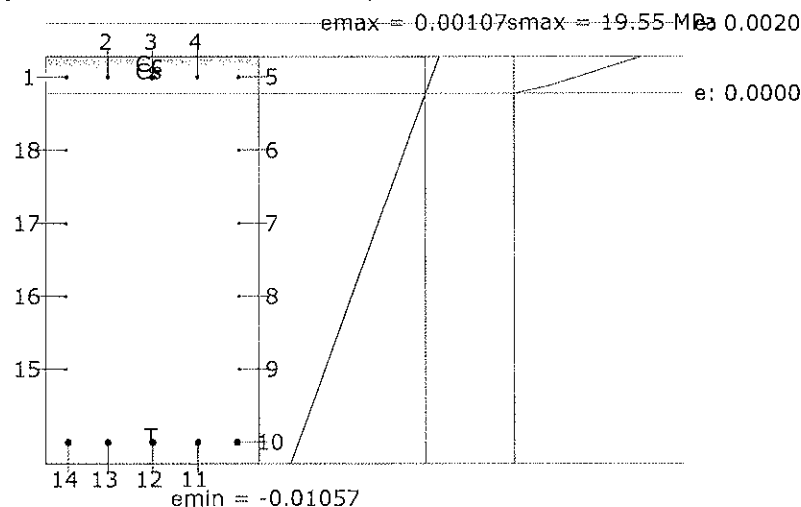
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+96.72	+0.000484
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+96.72	+0.000484
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+96.72	+0.000484
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+96.72	+0.000484
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+96.72	+0.000484
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.001603
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.003690
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.005777
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.007863
10	Ø1"	277.78	-602.77	-412.02	-0.009950
11	Ø1"	147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
12	Ø1"	0.00	-602.77	-412.02	-0.009950
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.007863
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.005777
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.003690
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.001603

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	947.62	0.00	631.59
C _s	96.23	0.00	607.54
T	1043.85	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{1286.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{947.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{96.23} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1043.85} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{631.59} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.55} \text{ MPa}$$

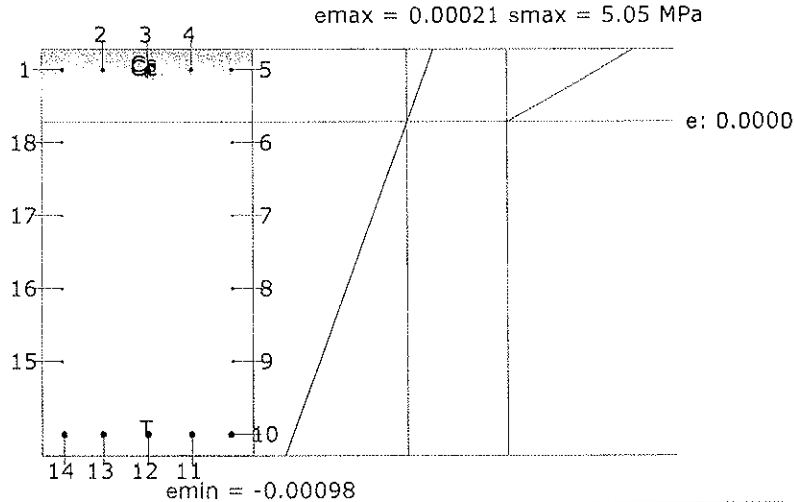
$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$



Viga 1

013760

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos}:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-282.54	607.54	+30.75	+0.000154
2	Ø5/8"	-147.62	607.54	+30.75	+0.000154
3	Ø5/8"	0.00	607.54	+30.75	+0.000154
4	Ø5/8"	147.62	607.54	+30.75	+0.000154
5	Ø5/8"	282.54	607.54	+30.75	+0.000154
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000061
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000275
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000489
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000703
10	Ø1"	277.78	-602.77	-183.58	-0.000918
11	Ø1"	147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
12	Ø1"	0.00	-602.77	-183.58	-0.000918
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-183.58	-0.000918
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-183.58	-0.000918
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000703
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000489
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000275
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000061

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	434.50	0.00	593.90
C _s	30.59	0.00	607.54
T	465.09	0.00	-602.77

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

P_u : 0.00 kN

M_{u,x} : 556.98 kN·m

M_{u,y} : 0.00 kN·m

C_c : 434.50 kN

C_s : 30.59 kN

T : 465.09 kN

Viga 1

013761

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>593.90</u> mm
e_{ca} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{ca,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{ca,y}$: <u>607.54</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>-602.77</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0009</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>5.05</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>183.58</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013762

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-104: B21 - B18

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$14.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 277.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{14.3}{kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{113.25}{MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{72.23}{mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{27960.75}{mm^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

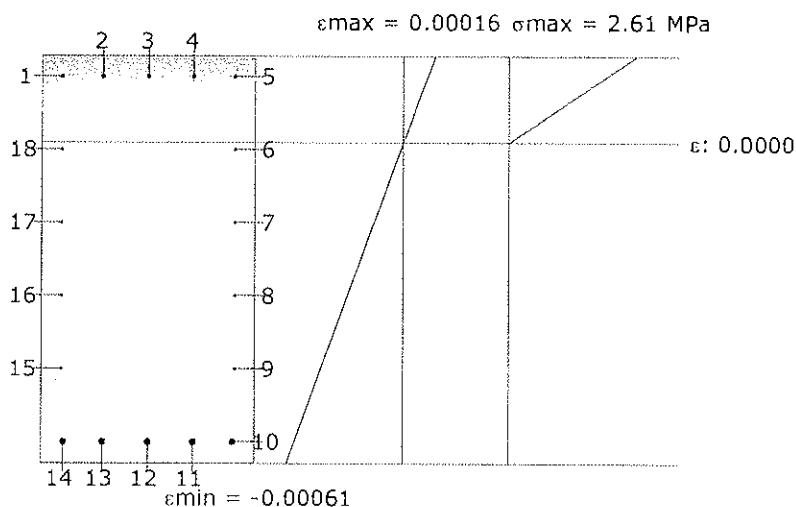
$$N_{ed} : \frac{0.00}{kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \frac{0.00}{kN \cdot m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \frac{339.91}{kN \cdot m}$$



Viga 1

013764

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$13.1 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

 Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{13.1} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c} \cdot A_{ct}$$

Siendo:

 f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{113.25} \text{ MPa}$$

 d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

 A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{21386.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón: N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes. N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

 $M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

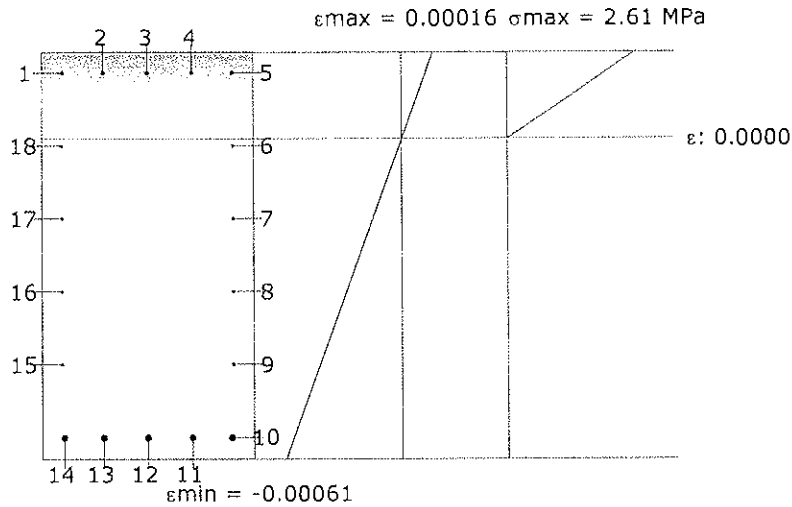
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

 $M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{339.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Viga 1

013765



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z < Z_{max}$$

$$14.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo B21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -277.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{14.3}{kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c} \cdot A_{ct}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{113.25}{MPa}$$

Viga 1

013766

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 27960.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

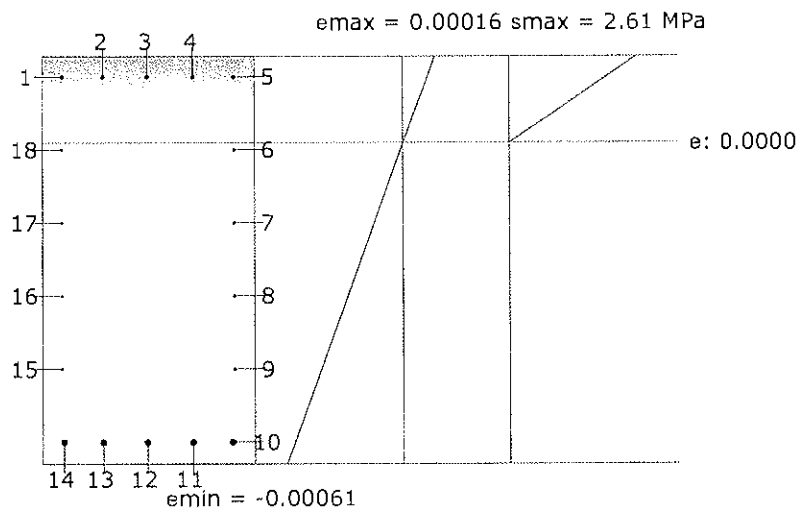
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 339.91 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000013
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000151
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000290
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000428
10	Ø1"	277.78	-602.77	-113.25	-0.000566
11	Ø1"	147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
12	Ø1"	0.00	-602.77	-113.25	-0.000566
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-113.25	-0.000566
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-113.25	-0.000566
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000428
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000290
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000151
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000013



Viga 1

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 277.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.06 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 18.35 \text{ MPa}$$

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

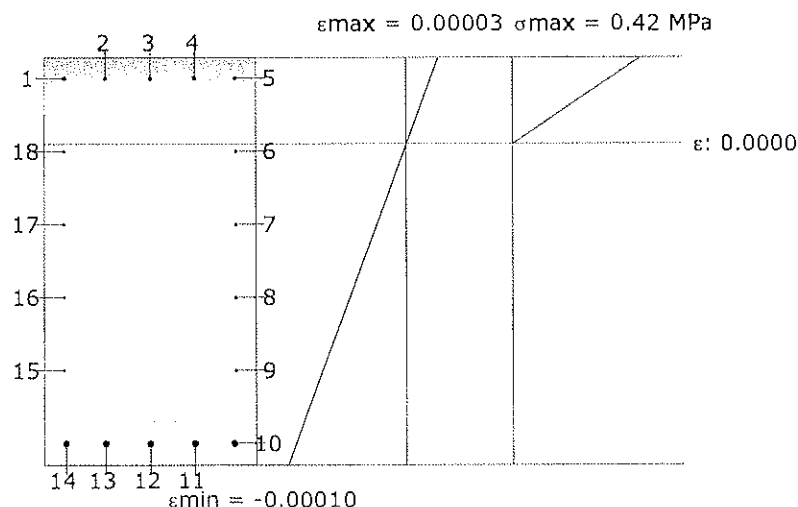
$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$147.62 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 147.62 \text{ mm}$$

s_{\max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 18.35 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

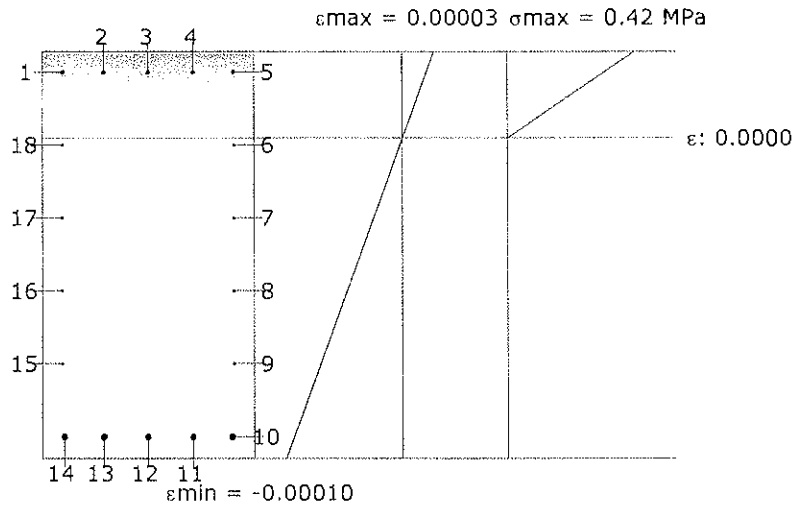
$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013769



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s < s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} < 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -277.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamento del refuerzo.

$$s : 242.06 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 5028.64 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 4087.46 \text{ mm}$$



Viga 1

013770

$s_3 = 300\text{mm}$

$s_3 : 300.00 \text{ mm}$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$f_s : 18.35 \text{ MPa}$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$C_c : 59.53 \text{ mm}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

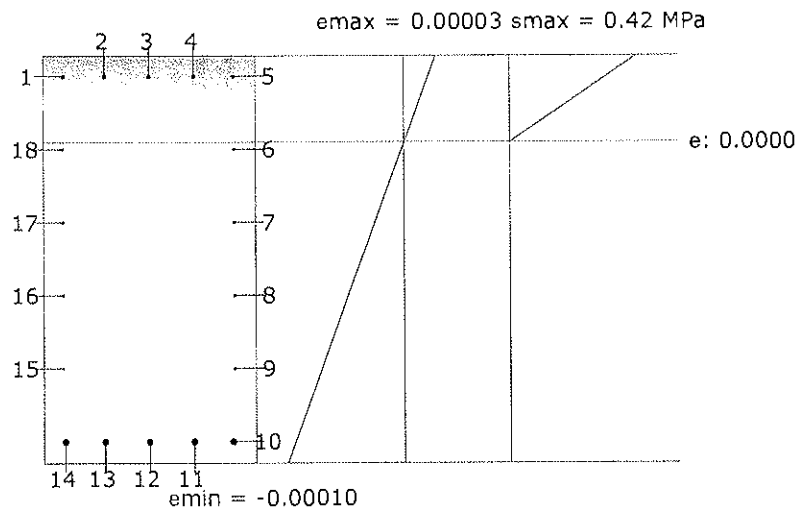
$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y} : 55.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
6	Ø1/2"	284.13	365.48	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	123.41	0.00	-0.000025
8	Ø1/2"	284.13	-118.65	0.00	-0.000047
9	Ø1/2"	284.13	-360.71	0.00	-0.000069
10	Ø1"	277.78	-602.77	-18.35	-0.000092
11	Ø1"	147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
12	Ø1"	0.00	-602.77	-18.35	-0.000092
13	Ø1"	-147.62	-602.77	-18.35	-0.000092
14	Ø1"	-277.77	-602.77	-18.35	-0.000092
15	Ø1/2"	-284.12	-360.71	0.00	-0.000069
16	Ø1/2"	-284.12	-118.65	0.00	-0.000047
17	Ø1/2"	-284.12	123.41	0.00	-0.000025
18	Ø1/2"	-284.12	365.48	0.00	-0.000002



[14148]

013771

VIGAS TIPO 3



1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 30

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 41



Viga 1

013773

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	<p align="center">Geometría</p> <p>Dimensiones : 100x135</p> <p>Luz libre : 3.9 m</p> <p>Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm</p>
	<p align="center">Materiales</p> <p>Hormigón : f'c=300</p> <p>Armadura longitudinal : Grado 60</p> <p>Armadura transversal : Grado 60</p>

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{tr}	T _e	TNM	TV _{tr}	TV _s	T,Disp _{tr}	T,Disp _{tr}	T,Geom _{tr}		T,Arm _{tr}
V-103: B12 - B13	Cumple	Cumple	1.119 m' η = 50.6	2.869 m' η = 78.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 78.3

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_e: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-103: B12 - B13	x: 3.9 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 1.869 m Cumple	x: 3.9 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 0.494 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)

Viga	Estado
V-103: B12 - B13	CUMPLE



3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-103: B12 - B13 (B12 - 1.744 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 28.34 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{21.26} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.506} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{858.72} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1698.05} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.119 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1997.71} \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 1246.97 kN

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 2010.24 kN

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 40.54 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 548.44 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 548.44 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 13500.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 4621.24 kN

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

013776

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ 1.70 cm² ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'B12', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} < 1$$

$$\eta : \underline{0.590} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} P_u &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{u,x} &: \underline{-1089.44} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{u,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ \phi \cdot M_{n,x} &: \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_{n,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

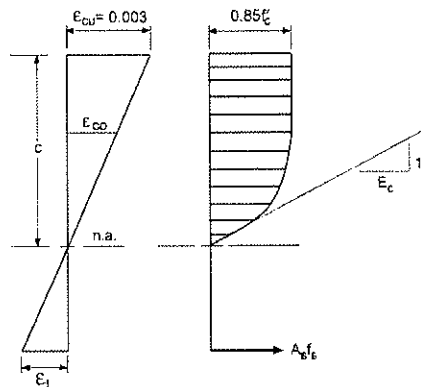
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

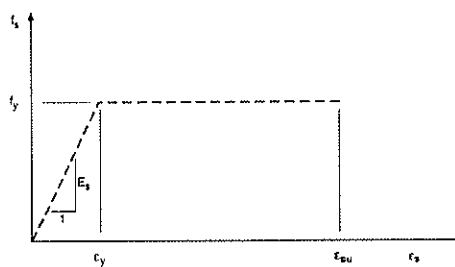
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_c : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_c : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



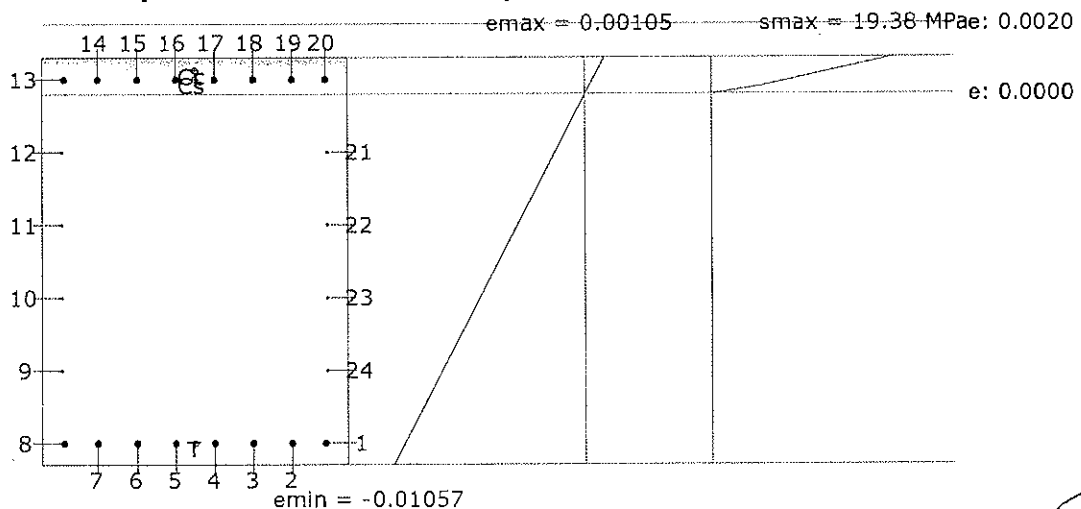
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

013779

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _t (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1322.57	0.00	-632.17
C _s	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

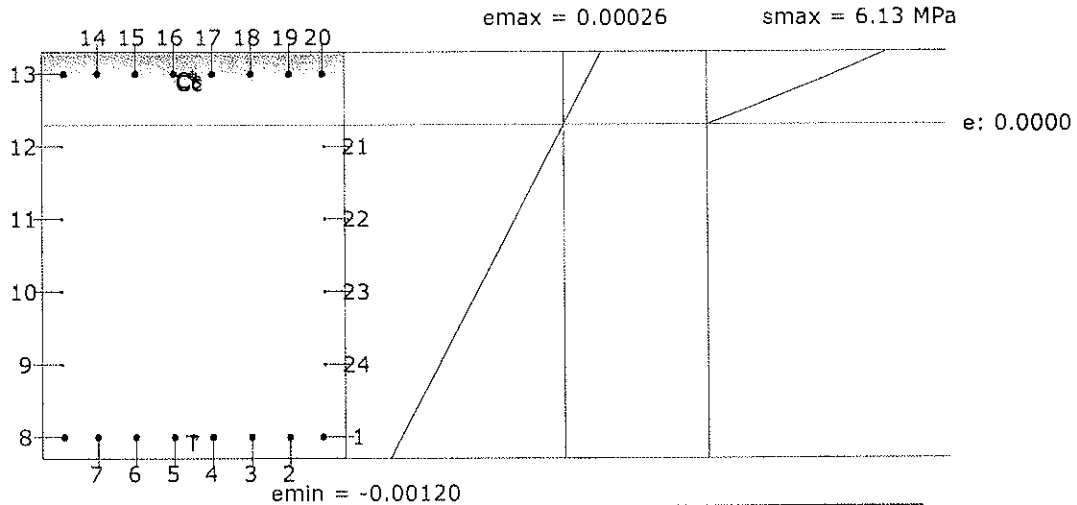


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-224.40	-0.001122
2	Ø1"	-318.03	602.78	-224.40	-0.001122
3	Ø1"	-190.82	602.78	-224.40	-0.001122
4	Ø1"	-63.61	602.78	-224.40	-0.001122
5	Ø1"	63.61	602.78	-224.40	-0.001122
6	Ø1"	190.82	602.78	-224.40	-0.001122
7	Ø1"	318.03	602.78	-224.40	-0.001122
8	Ø1"	427.78	602.78	-224.40	-0.001122
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000861
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000599
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000338
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000077
13	Ø1"	427.78	-602.77	+36.84	+0.000184
14	Ø1"	318.03	-602.77	+36.84	+0.000184
15	Ø1"	190.82	-602.77	+36.84	+0.000184
16	Ø1"	63.61	-602.77	+36.84	+0.000184
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+36.84	+0.000184
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+36.84	+0.000184
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+36.84	+0.000184
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+36.84	+0.000184
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000077
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000338
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000599
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000861

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	760.30	0.00	-593.33
Cs	149.34	0.00	-602.77
T	909.64	0.00	602.78

Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1089.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{760.30} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{149.34} \text{ kN}$$

$$T : \underline{909.64} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-593.33} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0011}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{6.13} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{224.40} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013783

V-103: B12 - B13 (B12 - B13, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

84 mm \geq 25 mm ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 25 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.4 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

40.54 cm² \geq 28.34 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 21.26 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.506 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 858.72 kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,y}$: 1698.05 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.119 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 1997.71 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 1246.97 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 2010.24 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.003

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 40.54 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 548.44 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 548.44 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 13500.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 750.74 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 4621.24 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

s ≤ s_{max}

200 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

s₁ = d/2

s₁ : 640 mm

s₂ = 600 mm

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

A_v ≥ A_{v,min}

2.85 cm² ≥ 1.70 cm² ✓

Donde:

A_{v,min} = 0.062 · √f_c · (b_w · s) / f_{yt}

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

A_{v,min} = (0.35 · b_w · s) / f_{yt}

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$\sqrt{f_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

f_{yt} ≥ 420 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.869 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq \eta$$

$$\eta : \underline{0.783} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

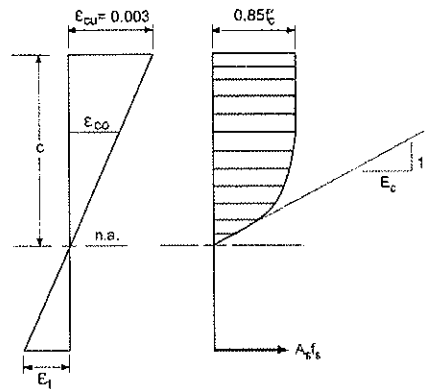
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

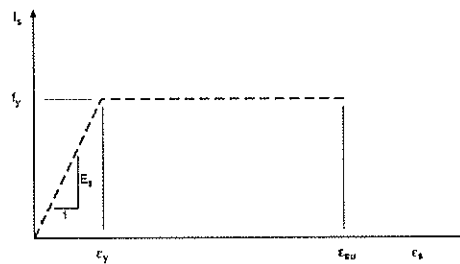
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



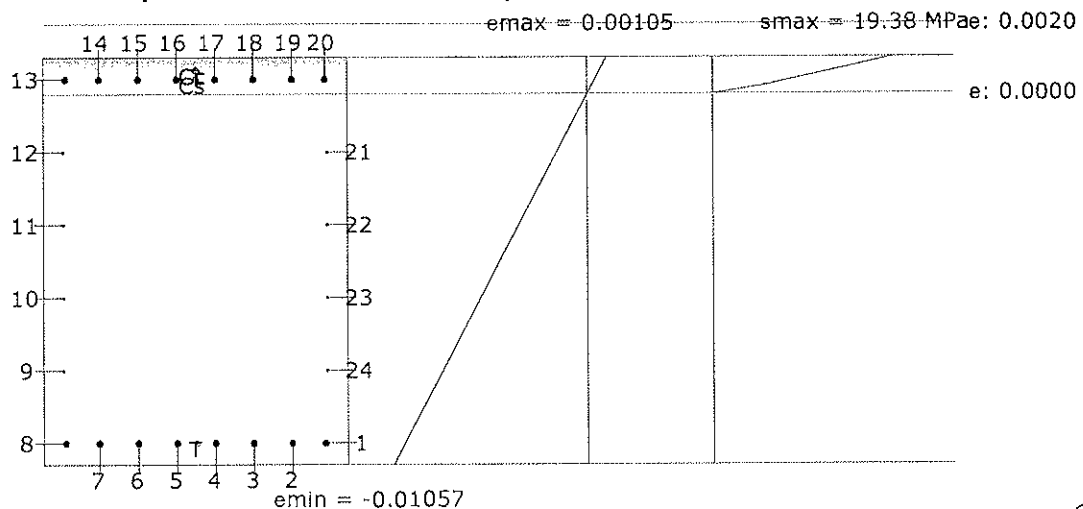
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1322.57	0.00	-632.17
C _s	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

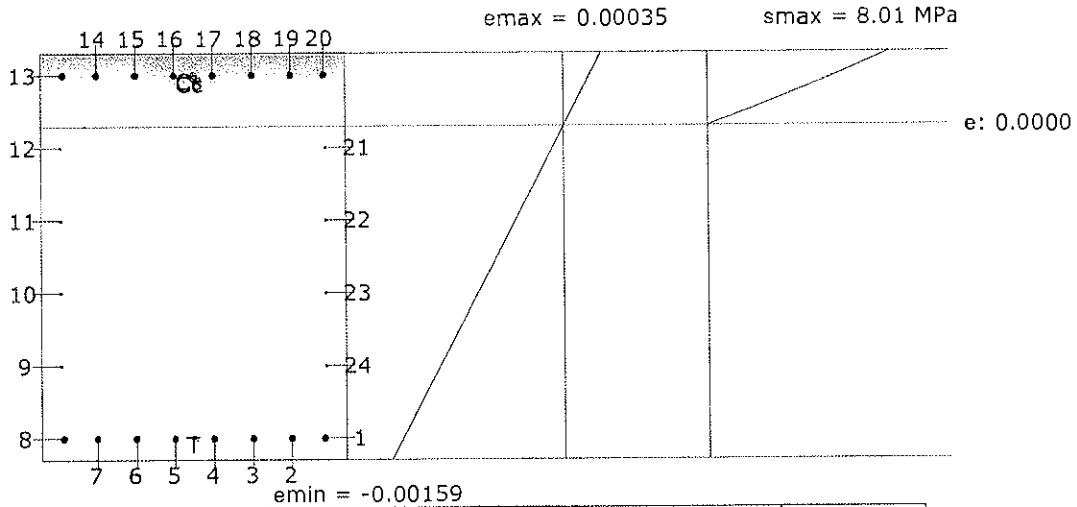


Viga 1

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-297.99	-0.001490
2	Ø1"	-318.03	602.78	-297.99	-0.001490
3	Ø1"	-190.82	602.78	-297.99	-0.001490
4	Ø1"	-63.61	602.78	-297.99	-0.001490
5	Ø1"	63.61	602.78	-297.99	-0.001490
6	Ø1"	190.82	602.78	-297.99	-0.001490
7	Ø1"	318.03	602.78	-297.99	-0.001490
8	Ø1"	427.78	602.78	-297.99	-0.001490
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001142
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000795
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000448
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000100
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.42	+0.000247
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.42	+0.000247
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000100
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000448
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000795
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001142

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1007.62	0.00	-592.50
Cs	200.31	0.00	-602.77
T	1207.93	0.00	602.78



Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1007.62} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{200.31} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1207.93} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-592.50} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0015}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{8.01} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{297.99} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

V-103: B12 - B13 (1.994 m - B13, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 16.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{12.56} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.180} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{291.00} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1615.01} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.994 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1900.01} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):



Viga 1

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{1149.26} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{637.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{637.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$



Viga 1

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.70 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.869 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.783} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} P_u &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{u,x} &: \underline{-1445.87} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{u,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ \phi \cdot M_{n,x} &: \underline{-1847.11} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_{n,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

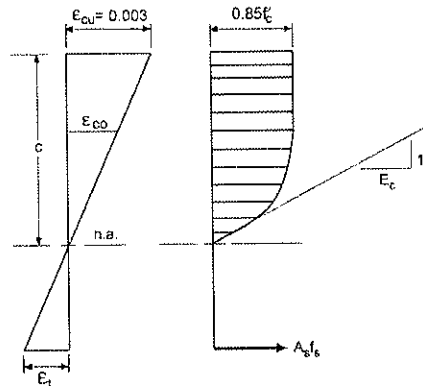
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

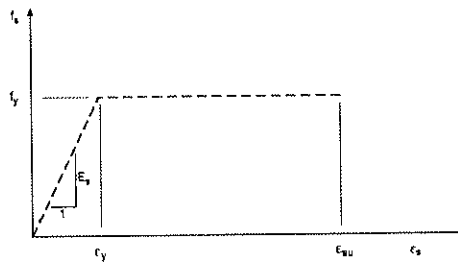


Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

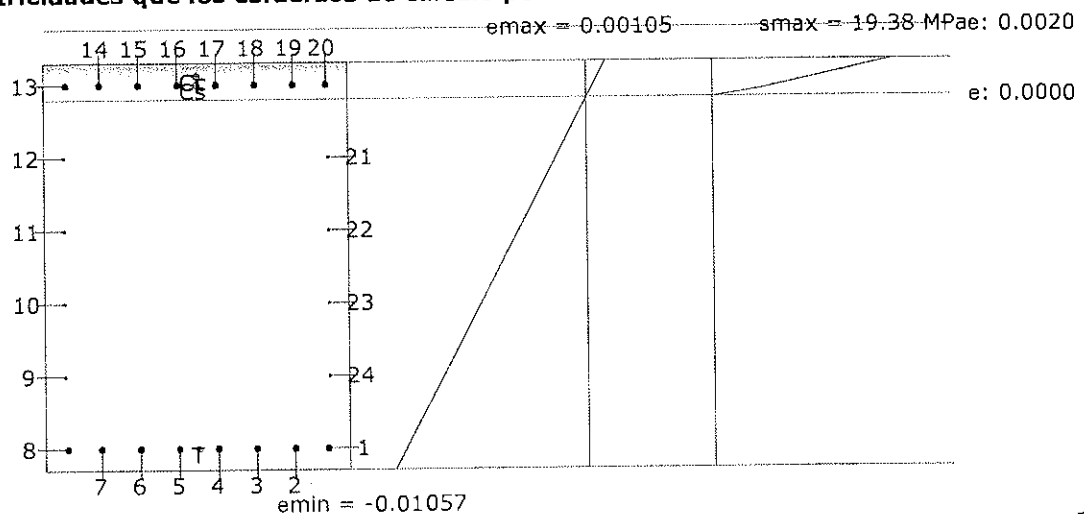
f_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-412.02	-0.009950
2	Ø1"	-318.03	602.78	-412.02	-0.009950
3	Ø1"	-190.82	602.78	-412.02	-0.009950
4	Ø1"	-63.61	602.78	-412.02	-0.009950
5	Ø1"	63.61	602.78	-412.02	-0.009950
6	Ø1"	190.82	602.78	-412.02	-0.009950
7	Ø1"	318.03	602.78	-412.02	-0.009950
8	Ø1"	427.78	602.78	-412.02	-0.009950
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.007874
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.005799
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.003723
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.001647
13	Ø1"	427.78	-602.77	+85.75	+0.000429
14	Ø1"	318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
15	Ø1"	190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
16	Ø1"	63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+85.75	+0.000429
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+85.75	+0.000429
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+85.75	+0.000429
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+85.75	+0.000429
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.001647
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.003723
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.005799
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.007874

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1322.57	0.00	-632.17
Cs	347.60	0.00	-602.77
T	1670.17	0.00	602.78

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-2052.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1322.57} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-632.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{602.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{19.38} \text{ MPa}$$

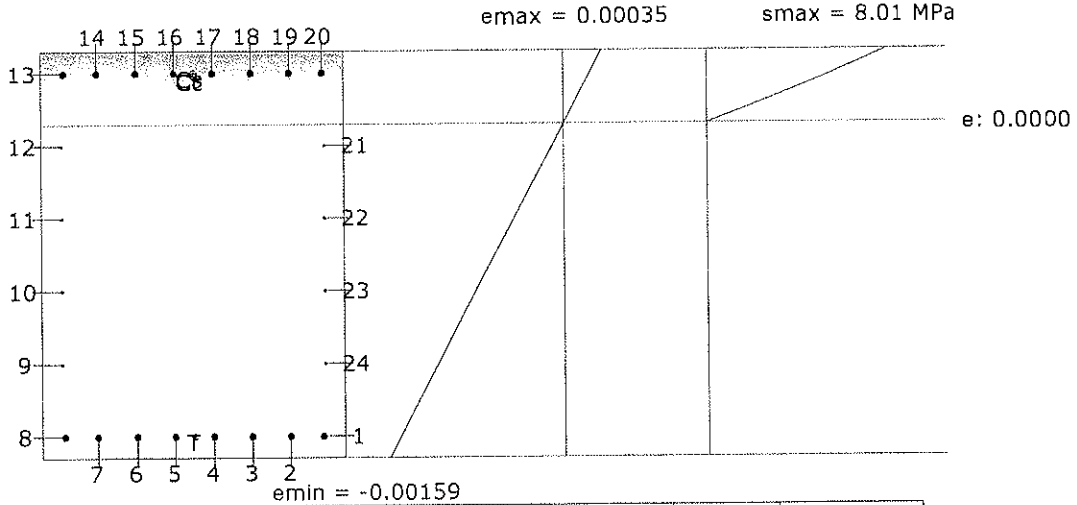


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-297.99	-0.001490
2	Ø1"	-318.03	602.78	-297.99	-0.001490
3	Ø1"	-190.82	602.78	-297.99	-0.001490
4	Ø1"	-63.61	602.78	-297.99	-0.001490
5	Ø1"	63.61	602.78	-297.99	-0.001490
6	Ø1"	190.82	602.78	-297.99	-0.001490
7	Ø1"	318.03	602.78	-297.99	-0.001490
8	Ø1"	427.78	602.78	-297.99	-0.001490
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.001142
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000795
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000448
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000100
13	Ø1"	427.78	-602.77	+49.42	+0.000247
14	Ø1"	318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
15	Ø1"	190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
16	Ø1"	63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
17	Ø1"	-63.61	-602.77	+49.42	+0.000247
18	Ø1"	-190.82	-602.77	+49.42	+0.000247
19	Ø1"	-318.03	-602.77	+49.42	+0.000247
20	Ø1"	-427.77	-602.77	+49.42	+0.000247
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000100
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000448
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000795
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.001142

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1007.62	0.00	-592.50
Cs	200.31	0.00	-602.77
T	1207.93	0.00	602.78

Viga 1

013799

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : -1445.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 1007.62 \text{ kN}$$

$$C_s : 200.31 \text{ kN}$$

$$T : 1207.93 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -592.50 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 602.78 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0004$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0015$$

$$\sigma_{cmax} : 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 297.99 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013300

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013801

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-103: B12 - B13

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$17.7 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

$$Z_{max} : \frac{26.0}{1} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{17.7}{1} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{161.08}{1} \text{ MPa}$$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{72.23}{1} \text{ mm}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{18423.75}{1} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

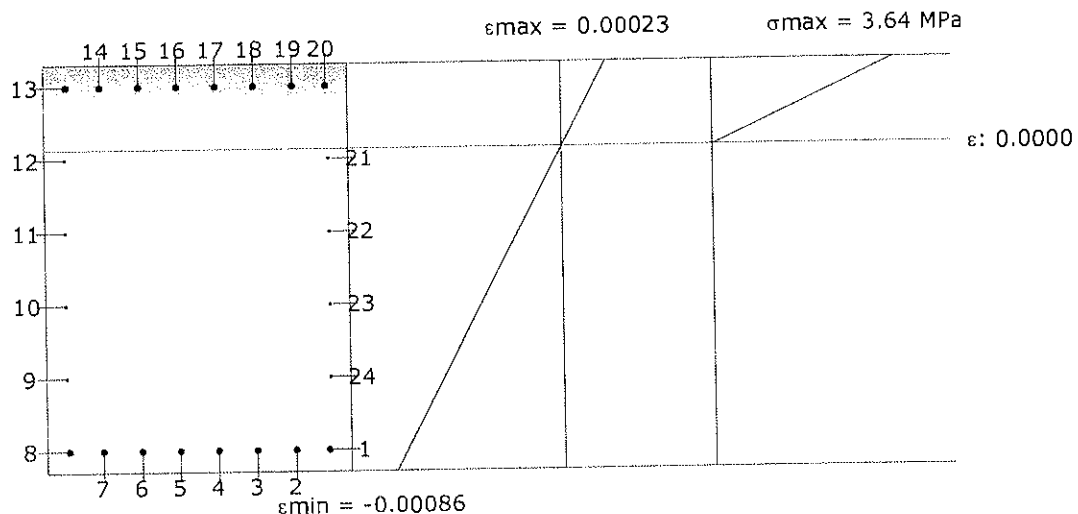
$$N_{ed} : \frac{0.00}{1} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \frac{0.00}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \frac{-775.85}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805



Viga 1

013802

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$20.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{20.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{161.08} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27888.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

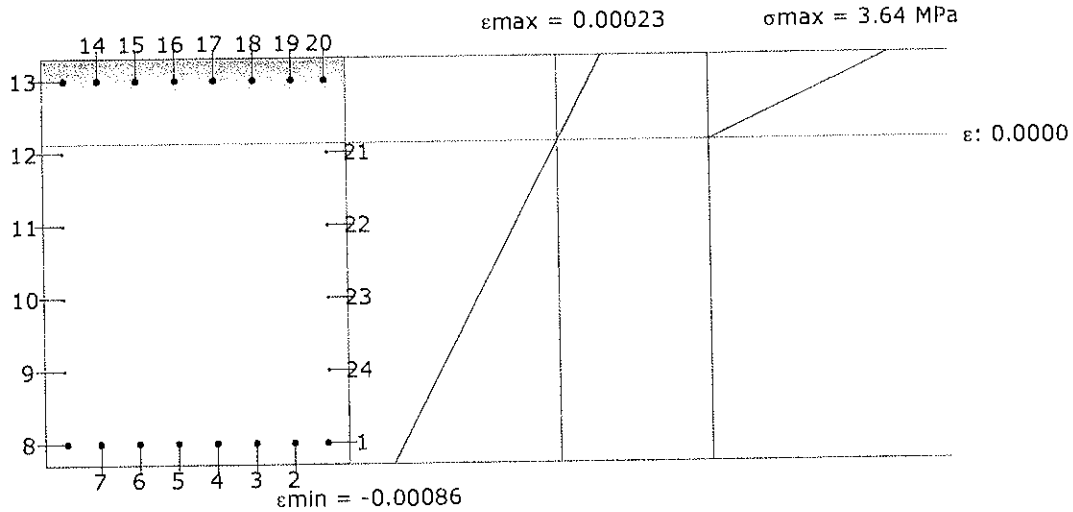
M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-775.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013803



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$9.0 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 1.869 m del nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{9.0}{kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

Viga 1

013804

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 82.27 MPa

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 18423.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

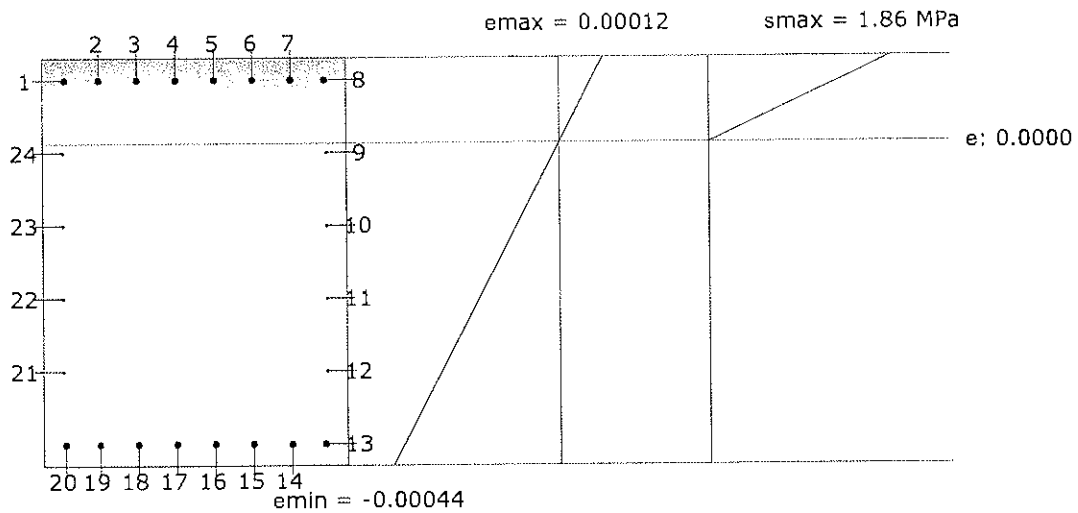
N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 396.24 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000013
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000112
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000212
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000312
13	Ø1"	427.78	-602.77	-82.27	-0.000411
14	Ø1"	318.03	-602.77	-82.27	-0.000411
15	Ø1"	190.82	-602.77	-82.27	-0.000411
16	Ø1"	63.61	-602.77	-82.27	-0.000411
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-82.27	-0.000411
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-82.27	-0.000411
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-82.27	-0.000411
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-82.27	-0.000411
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000312
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000212
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000112
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000013

Viga 1

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$20.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B13, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \frac{26.0}{\text{ kN/mm}}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{20.3}{\text{ kN/mm}}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{161.08}{\text{ MPa}}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{72.23}{\text{ mm}}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{27888.50}{\text{ mm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

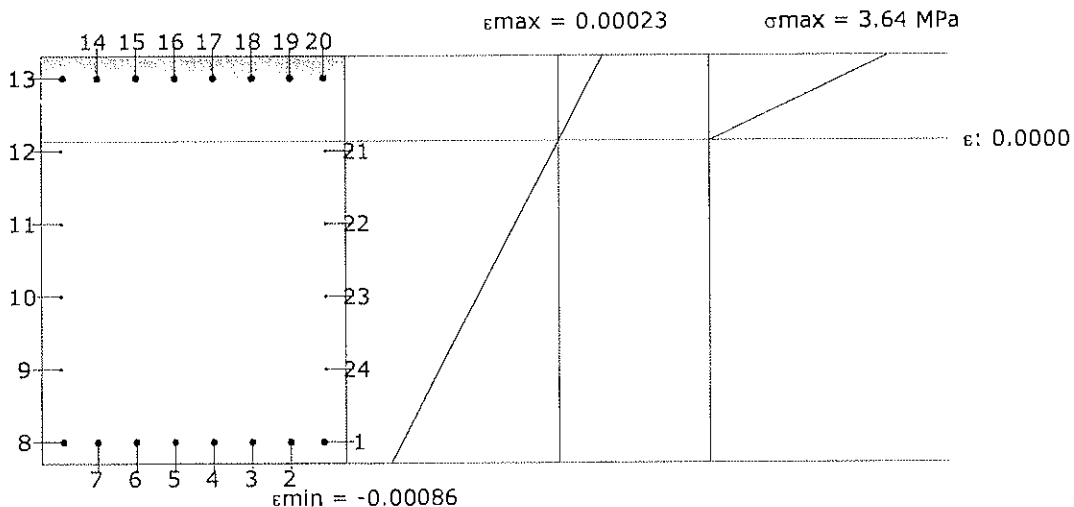
$$N_{ed} : \frac{0.00}{\text{ kN}}$$

M_{ed,X}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,X} : \frac{0.00}{\text{ kN}\cdot\text{m}}$$

M_{ed,Y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : \frac{-775.85}{\text{ kN}\cdot\text{m}}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-161.08	-0.000805
2	Ø1"	-318.03	602.78	-161.08	-0.000805
3	Ø1"	-190.82	602.78	-161.08	-0.000805



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
4	Ø1"	-63.61	602.78	-161.08	-0.000805
5	Ø1"	63.61	602.78	-161.08	-0.000805
6	Ø1"	190.82	602.78	-161.08	-0.000805
7	Ø1"	318.03	602.78	-161.08	-0.000805
8	Ø1"	427.78	602.78	-161.08	-0.000805
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000610
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000415
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000220
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000025
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000025
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000220
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000415
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000610

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -190.82 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 960.52 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 875.79 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 85.64 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

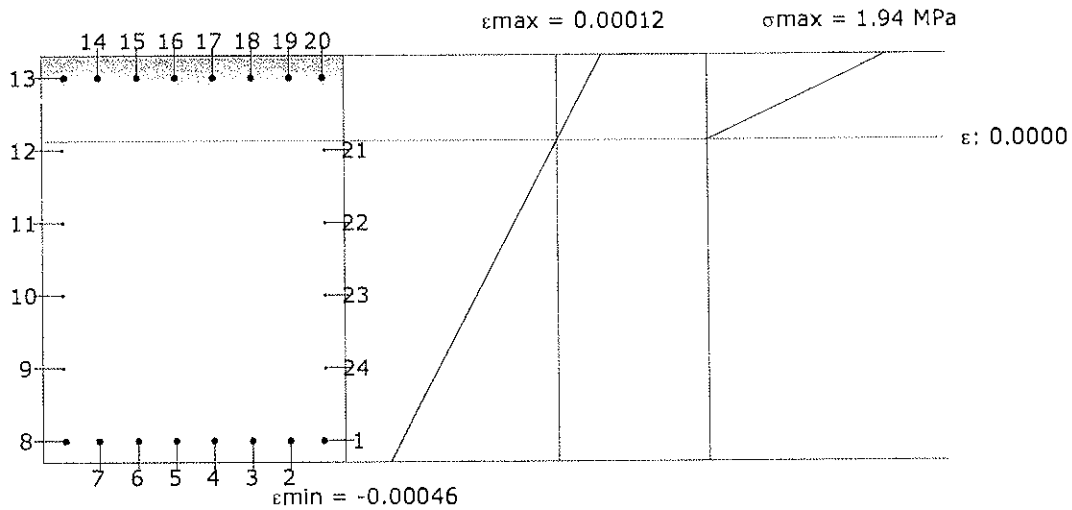
$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : -412.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 241.11 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{960.52} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{875.79} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{85.64} \text{ MPa}$$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

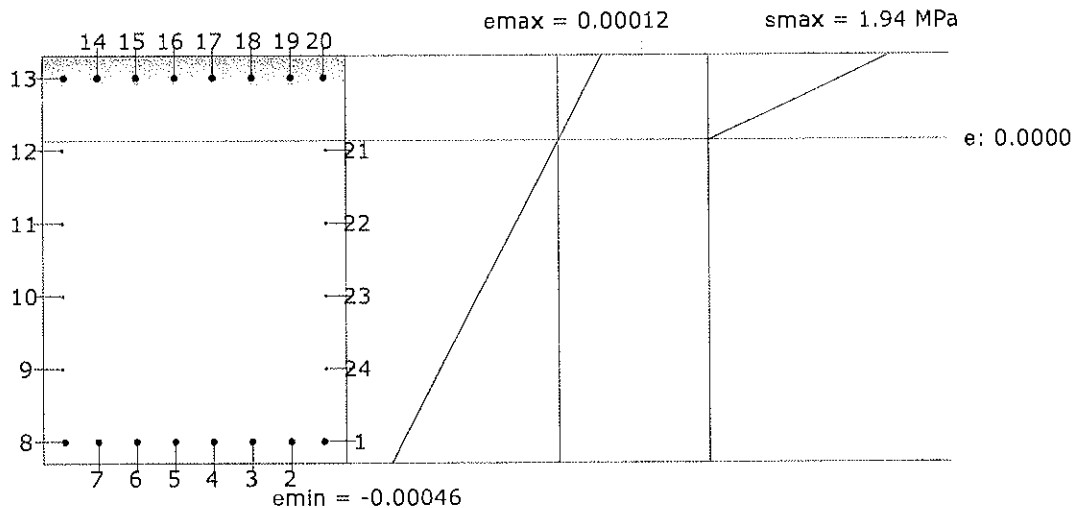
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-412.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

127.21 mm ≤ 300.00 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.494 m del nudo B12, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

s : 127.21 mm

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s₁ : 155356.41 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s₂ : 122767.28 mm

s₃ = 300mm

s₃ : 300.00 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 0.61 MPa

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

c_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

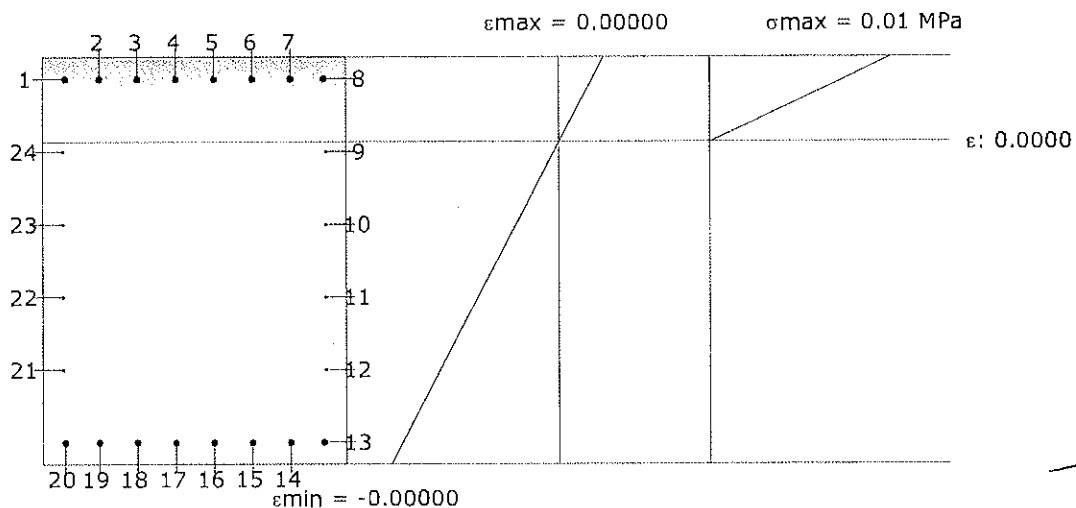
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 2.94 kN·m



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000000
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000001
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000002
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000002
13	Ø1"	427.78	-602.77	-0.61	-0.000003
14	Ø1"	318.03	-602.77	-0.61	-0.000003
15	Ø1"	190.82	-602.77	-0.61	-0.000003
16	Ø1"	63.61	-602.77	-0.61	-0.000003
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-0.61	-0.000003
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-0.61	-0.000003
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-0.61	-0.000003
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-0.61	-0.000003
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000002
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000002
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000001
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000000

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$241.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = 602.78 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{241.11} \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{960.52} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{875.79} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{85.64} \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

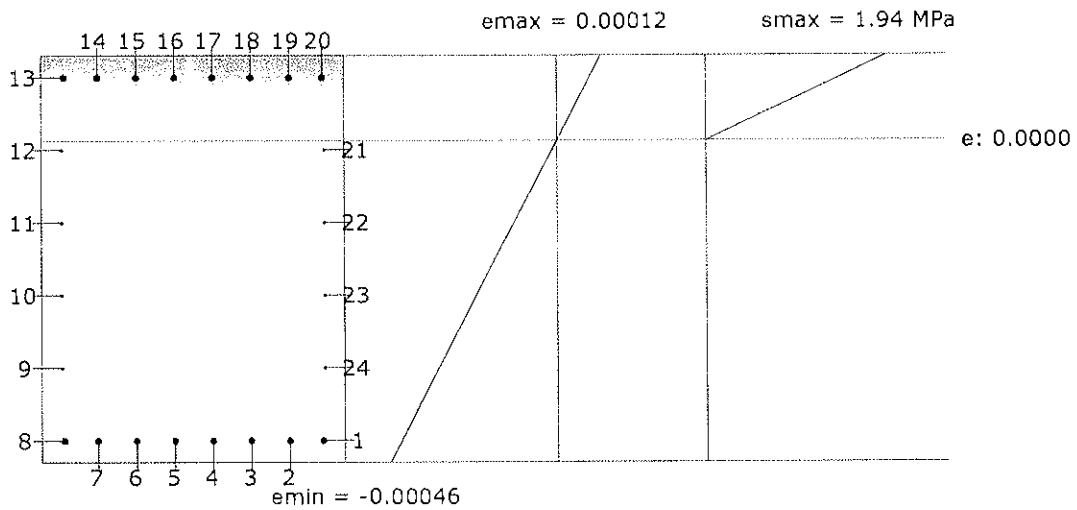
$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-412.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø1"	-427.77	602.78	-85.64	-0.000428
2	Ø1"	-318.03	602.78	-85.64	-0.000428
3	Ø1"	-190.82	602.78	-85.64	-0.000428
4	Ø1"	-63.61	602.78	-85.64	-0.000428
5	Ø1"	63.61	602.78	-85.64	-0.000428
6	Ø1"	190.82	602.78	-85.64	-0.000428
7	Ø1"	318.03	602.78	-85.64	-0.000428
8	Ø1"	427.78	602.78	-85.64	-0.000428
9	Ø1/2"	434.13	361.67	0.00	-0.000324
10	Ø1/2"	434.13	120.56	0.00	-0.000221
11	Ø1/2"	434.13	-120.55	0.00	-0.000117
12	Ø1/2"	434.13	-361.66	0.00	-0.000013
21	Ø1/2"	-434.12	-361.66	0.00	-0.000013
22	Ø1/2"	-434.12	-120.55	0.00	-0.000117
23	Ø1/2"	-434.12	120.56	0.00	-0.000221
24	Ø1/2"	-434.12	361.67	0.00	-0.000324



VIGAS TIPO 4



INDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 12

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 21



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría Dimensiones : 100x135 Luz libre : 4.0 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales Hormigón : f'c=300 Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{sa}	T _{sa}	TNM _y	TV _y	TV _{sa}	T,Disp. _{sa}	T,Disp. _{sa}	T,Geom. _{sa}		T,Arm. _{sa}
V-105: B16 - B15	Cumple	Cumple	0.000 m' η = 41.0	'B16' η = 30.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 41.0

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua.
 TV_{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp._{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp._{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom._{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm._{sa}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-105: B16 - B15	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	Estado
V-105: B16 - B15	CUMPLE



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-105: B16 - B15

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$40.54 \text{ cm}^2 \geq 14.64 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{10.98} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.410} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{730.61} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1780.77} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{2095.03} \text{ kN}$$

Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$V_c : \underline{1344.28} \text{ kN}$$

$$V_c : \underline{2010.24} \text{ kN}$$

$$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

$$A_s : \underline{40.54} \text{ cm}^2$$

$$b_w : \underline{1000} \text{ mm}$$

$$d : \underline{1278} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{273.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{273.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$h : \underline{1350.00} \text{ mm}$$

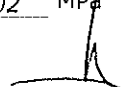
$$A_g : \underline{13500.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{750.74} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{4621.24} \text{ kN}$$

$$A_v : \underline{2.85} \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$




Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c': Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c' : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c'} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w': Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w' : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$



Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 640 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1278 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.70 \text{ cm}^2$$



Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c' y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c': Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c' : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c'} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w': Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w' : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}': Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt}' : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'B16', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u,x}}{\phi M_{n,x}} + \frac{M_{u,y}}{\phi M_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.307}$$

**Comprobación de resistencia de la sección (η_s)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{567.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi P_n, \phi M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕP_n : Axil de agotamiento.

ϕM_n : Momentos de agotamiento.

$$\phi P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,x} : \underline{1848.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

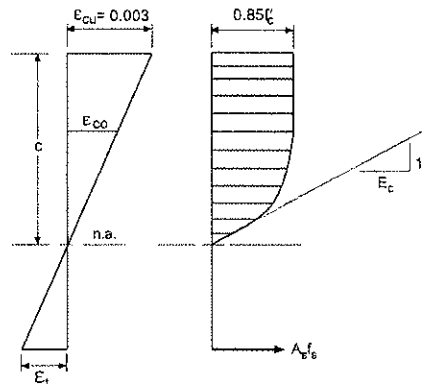
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

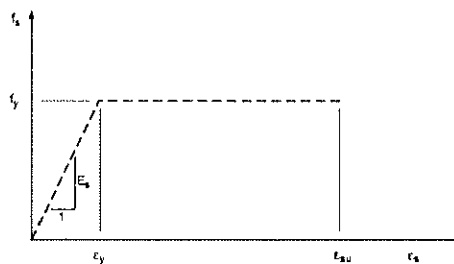
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



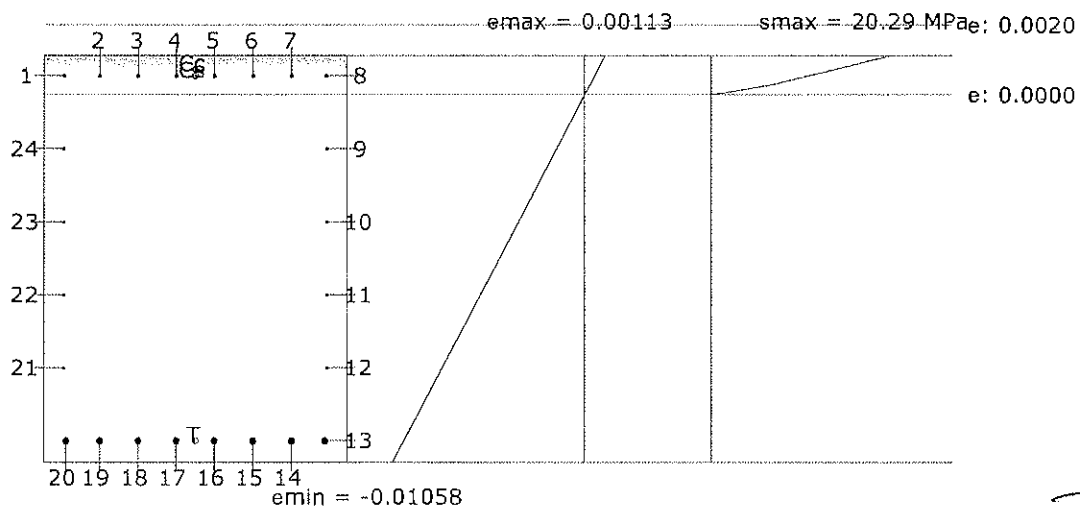
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:




Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+109.14	+0.000546
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+109.14	+0.000546
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+109.14	+0.000546
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+109.14	+0.000546
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+109.14	+0.000546
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+109.14	+0.000546
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+109.14	+0.000546
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+109.14	+0.000546
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.001553
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.003653
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.005752
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.007851
13	Ø1"	427.78	-602.77	-412.02	-0.009950
14	Ø1"	318.03	-602.77	-412.02	-0.009950
15	Ø1"	190.82	-602.77	-412.02	-0.009950
16	Ø1"	63.61	-602.77	-412.02	-0.009950
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-412.02	-0.009950
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-412.02	-0.009950
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-412.02	-0.009950
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-412.02	-0.009950
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.007851
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.005752
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.003653
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.001553

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	1496.41	0.00	629.02
C _s	173.75	0.00	607.54
T	1670.17	0.00	-602.77

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{2053.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1496.41} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{173.75} \text{ kN}$$

$$T : \underline{1670.17} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{629.02} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-602.77} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0011}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.29} \text{ MPa}$$

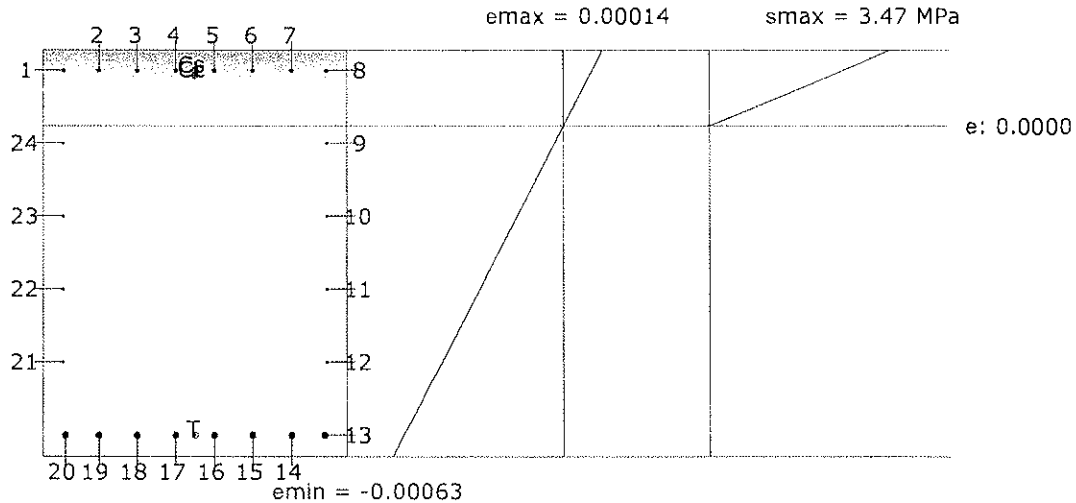


Viga 1

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+21.04	+0.000105
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+21.04	+0.000105
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+21.04	+0.000105
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+21.04	+0.000105
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+21.04	+0.000105
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+21.04	+0.000105
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+21.04	+0.000105
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+21.04	+0.000105
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000033
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000171
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000309
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000448
13	Ø1"	427.78	-602.77	-117.17	-0.000586
14	Ø1"	318.03	-602.77	-117.17	-0.000586
15	Ø1"	190.82	-602.77	-117.17	-0.000586
16	Ø1"	63.61	-602.77	-117.17	-0.000586
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-117.17	-0.000586
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-117.17	-0.000586
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-117.17	-0.000586
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-117.17	-0.000586
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000448
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000309
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000171
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000033

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	441.48	0.00	590.59
Cs	33.49	0.00	607.54
T	474.97	0.00	-602.77

Viga 1

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 567.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 441.48 \text{ kN}$$

$$C_s : 33.49 \text{ kN}$$

$$T : 474.97 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 590.59 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 607.54 \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : -602.77 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0001$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0006$$

$$\sigma_{cmax} : 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 117.17 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-105: B16 - B15

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$7.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{7.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{57.60} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{27960.75} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

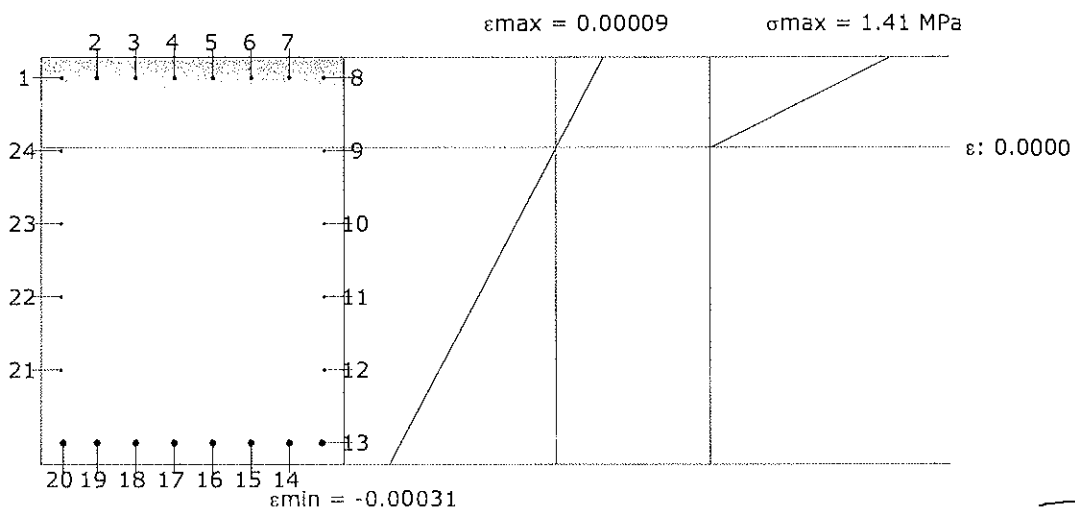
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{275.69} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000003
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000074
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000145
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000217
13	Ø1"	427.78	-602.77	-57.60	-0.000288
14	Ø1"	318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
15	Ø1"	190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
16	Ø1"	63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-57.60	-0.000288
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000217
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000145
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000074
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000003

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$6.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

 Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{6.3} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

 f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{57.60} \text{ MPa}$$

 d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{72.23} \text{ mm}$$

 A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{18423.75} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón: N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes. N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

 $M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

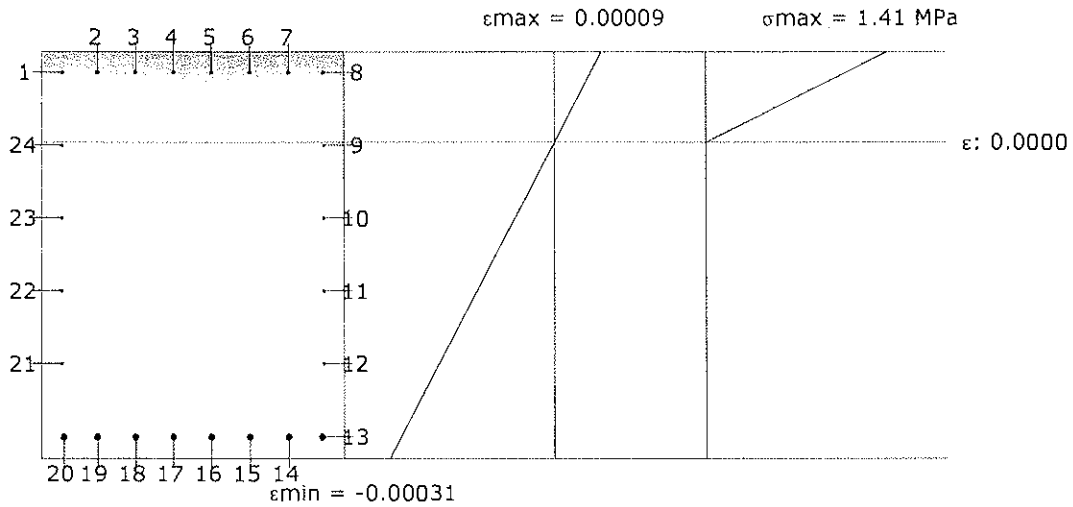
 $M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{275.69} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013826



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000003
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000074
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000145
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000217
13	Ø1"	427.78	-602.77	-57.60	-0.000288
14	Ø1"	318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
15	Ø1"	190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
16	Ø1"	63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-57.60	-0.000288
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000217
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000145
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000074
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000003

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$7.3 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

Z: Parámetro de control.

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

$$Z_{max} : \frac{26.0}{\text{kN/mm}}$$

$$Z : \frac{7.3}{\text{kN/mm}}$$

Viga 1

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 57.60 MPa

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 72.23 mm

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ct} : 27960.75 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

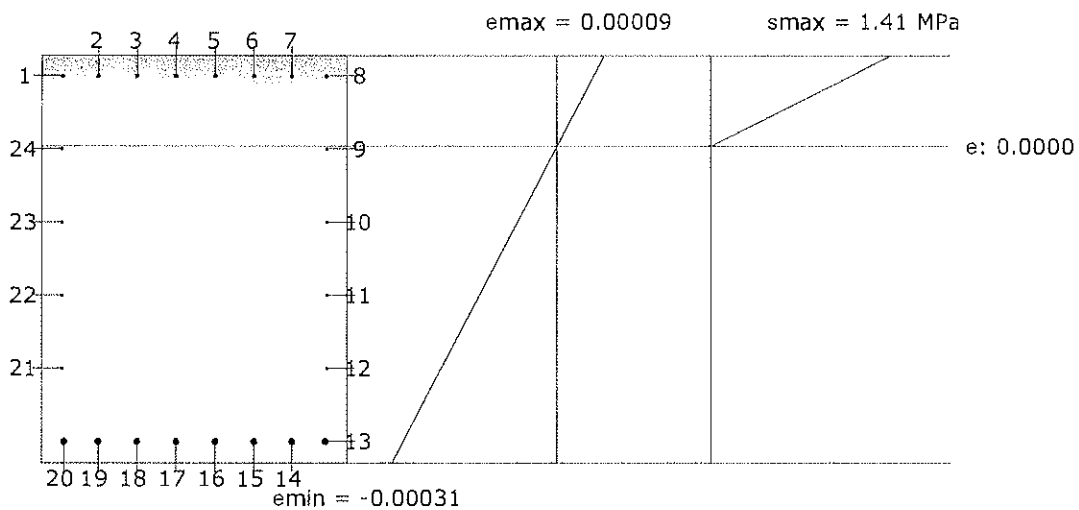
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 275.69 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000003
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000074
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000145
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000217
13	Ø1"	427.78	-602.77	-57.60	-0.000288
14	Ø1"	318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
15	Ø1"	190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
16	Ø1"	63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-57.60	-0.000288
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-57.60	-0.000288
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-57.60	-0.000288
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-57.60	-0.000288
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000217
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000145
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000074
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000003



Viga 1

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 427.78 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{242.06} \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{1725.68} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{1479.87} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{50.68} \text{ MPa}$$

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

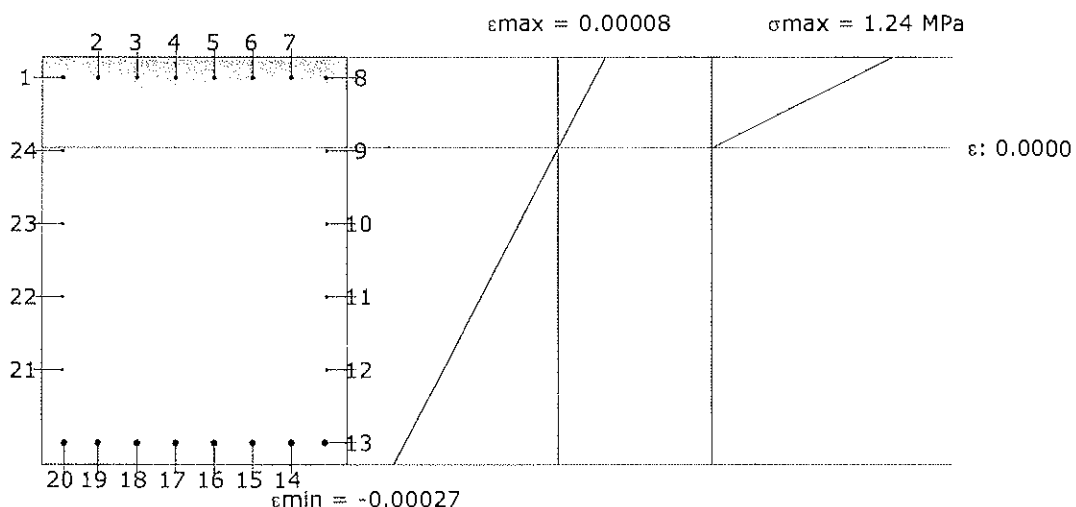
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{242.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000002
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000128
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000191
13	Ø1"	427.78	-602.77	-50.68	-0.000253
14	Ø1"	318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
15	Ø1"	190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
16	Ø1"	63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-50.68	-0.000253
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000191
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000128
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000065
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 1725.68 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 1479.87 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 50.68 \text{ MPa}$$

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

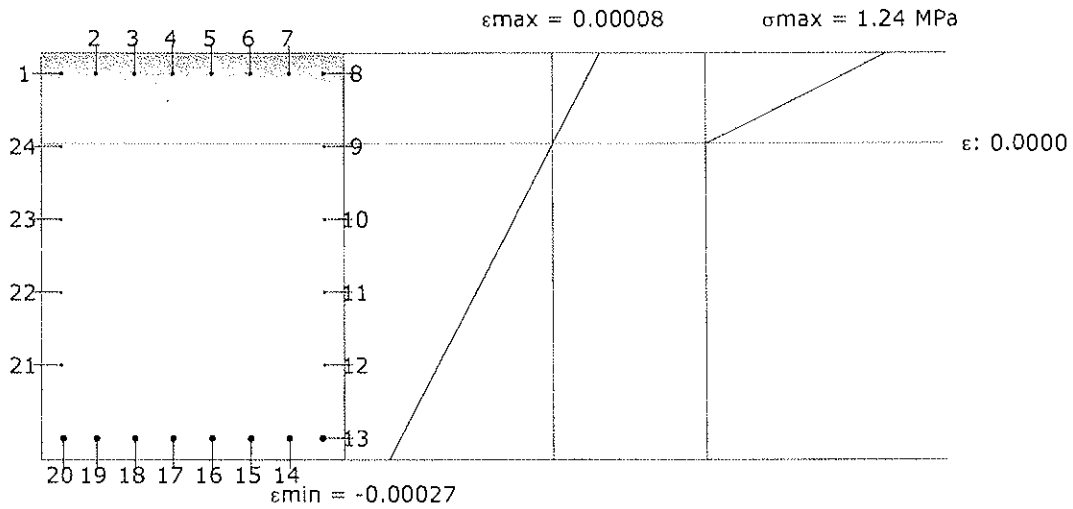
M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 242.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000002
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000128
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000191
13	Ø1"	427.78	-602.77	-50.68	-0.000253
14	Ø1"	318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
15	Ø1"	190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
16	Ø1"	63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-50.68	-0.000253
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000191
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000128
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000065
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.06 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -427.77 mm, Y = -602.77 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.06 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

Viga 1

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot C_c$$

$$s_1 : \underline{1725.68} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{1479.87} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{50.68} \text{ MPa}$$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : \underline{59.53} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

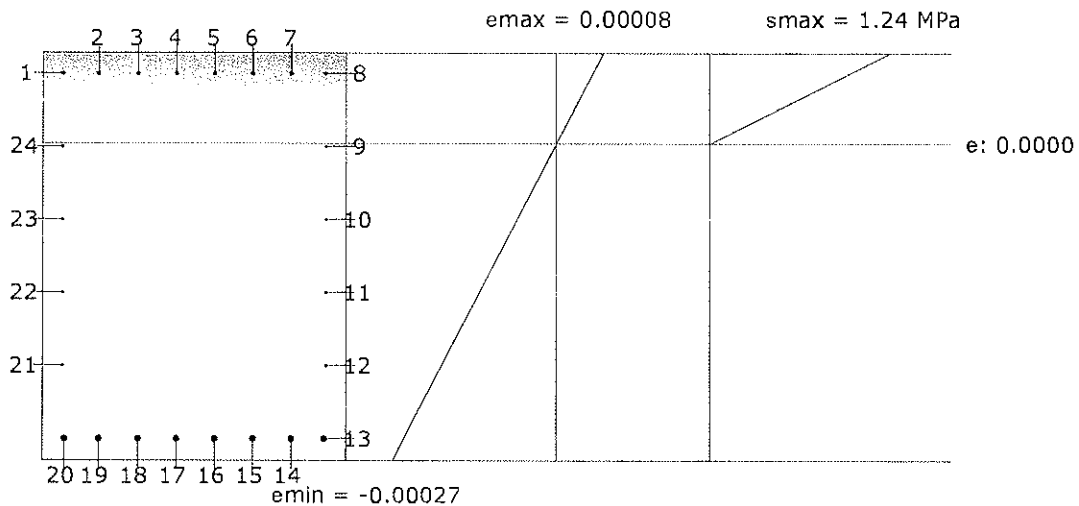
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{242.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
9	Ø1/2"	434.13	365.48	0.00	-0.000002
10	Ø1/2"	434.13	123.41	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-118.65	0.00	-0.000128
12	Ø1/2"	434.13	-360.71	0.00	-0.000191
13	Ø1"	427.78	-602.77	-50.68	-0.000253
14	Ø1"	318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
15	Ø1"	190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
16	Ø1"	63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
17	Ø1"	-63.61	-602.77	-50.68	-0.000253
18	Ø1"	-190.82	-602.77	-50.68	-0.000253
19	Ø1"	-318.03	-602.77	-50.68	-0.000253
20	Ø1"	-427.77	-602.77	-50.68	-0.000253
21	Ø1/2"	-434.12	-360.71	0.00	-0.000191
22	Ø1/2"	-434.12	-118.65	0.00	-0.000128
23	Ø1/2"	-434.12	123.41	0.00	-0.000065

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
24	Ø1/2"	-434.12	365.48	0.00	-0.000002



VIGAS TIPO 5



ÍNDICE

1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 12

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 21



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 100x135 Luz libre : 12.2 m Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm
	Materiales
	Hormigón : f'c=300 Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _u	T _v	TNM _v	TV _v	TV _s	T,Disp. _v	T,Disp. _u	T,Geom. _v		T,Arm. _v
V-111: B14 - B15	Cumple	Cumple	10.912 m η = 47.2	4.830 m η = 86.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE η = 86.7
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) T _c : Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T _u : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. TV _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua. TV _s : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Disp. _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp. _u : Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. T,Geom. _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. T,Arm. _v : Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de esribos cerrados. x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.															

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-111: B14 - B15	N.P. ⁽¹⁾	x: 6.08 m Cumple	x: 6.08 m Cumple	x: 6.08 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	x: 6.08 m Cumple	Cumple	CUMPLE
Notación: Z _{C,sup.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior Z _{C,lat.Der.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha Z _{C,inf.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior Z _{C,lat.Izq.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda S _{C,sup.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior S _{C,lat.Der.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha S _{C,inf.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior S _{C,lat.Izq.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.									

Viga	Estado
V-111: B14 - B15	CUMPLE



Viga 1

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-111: B14 - B15

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{l,min}$$

$$32 \text{ mm} \geq 32 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{32} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{32} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{31.8} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$126.67 \text{ cm}^2 \geq 86.36 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{64.77} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.472} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{752.05} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1592.38} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '10.912 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1873.39} \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 1143.16 kN

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1955.29 kN

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.010

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 126.67 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1243 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 3126.38 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : 3126.38 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 13500.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 730.22 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 4494.93 kN

(f'_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$




Viga 1

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1243 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 625 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1243 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

2.85 cm² ≥ **1.70 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.63 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.70 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 1000 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.830 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : 0.867$$

**Comprobación de resistencia de la sección (η_s)**

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 4673.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.00 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : 5389.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

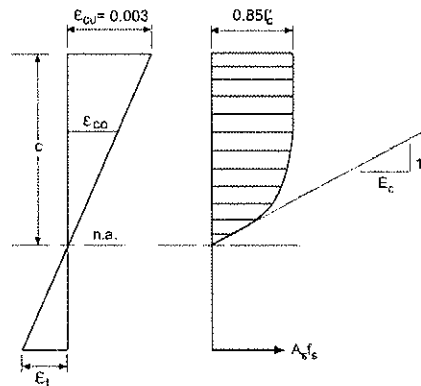
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

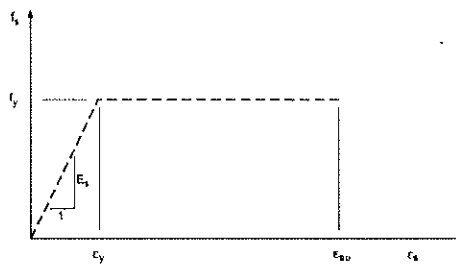
El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 1



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

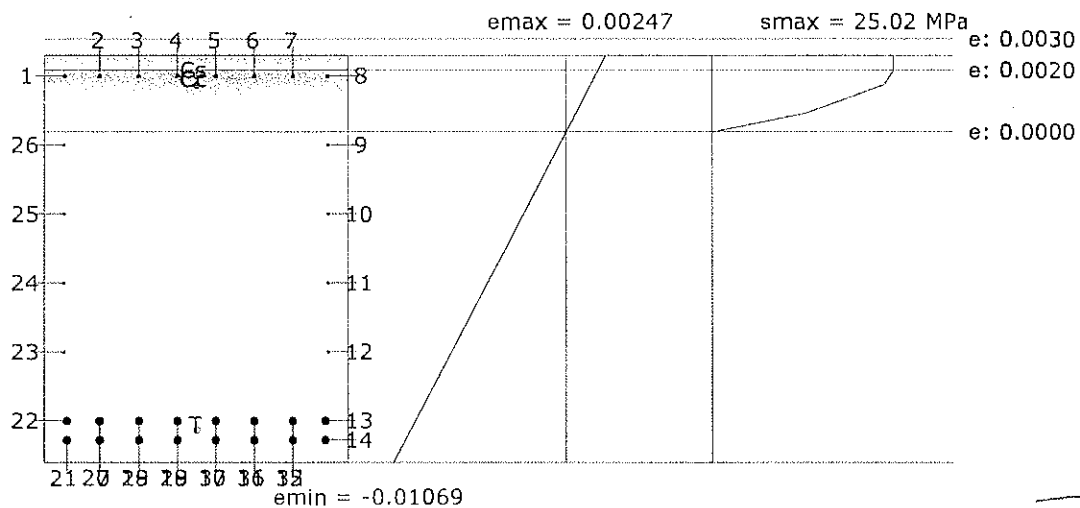
f_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{tu} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{tu} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _t (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+363.51	+0.001817
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+363.51	+0.001817
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+363.51	+0.001817
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+363.51	+0.001817
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+363.51	+0.001817
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+363.51	+0.001817
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+363.51	+0.001817
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+363.51	+0.001817
9	Ø1/2"	434.13	378.81	0.00	-0.000412
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.002642
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.004872
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.007101
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-412.02	-0.009331
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-412.02	-0.009950
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-412.02	-0.009950
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-412.02	-0.009950
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-412.02	-0.009950
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-412.02	-0.009950
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-412.02	-0.009950
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-412.02	-0.009950
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-412.02	-0.009950
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-412.02	-0.009331
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.007101
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.004872
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.002642
26	Ø1/2"	-434.12	378.81	0.00	-0.000412
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-412.02	-0.009331
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-412.02	-0.009331
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-412.02	-0.009331
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-412.02	-0.009331
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-412.02	-0.009331
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-412.02	-0.009331

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	4640.43	0.00	575.95
C _s	578.71	0.00	607.54
T	5219.14	0.00	-567.85

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{5987.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{4640.43} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{578.71} \text{ kN}$$

$$T : \underline{5219.14} \text{ kN}$$



Viga 1

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

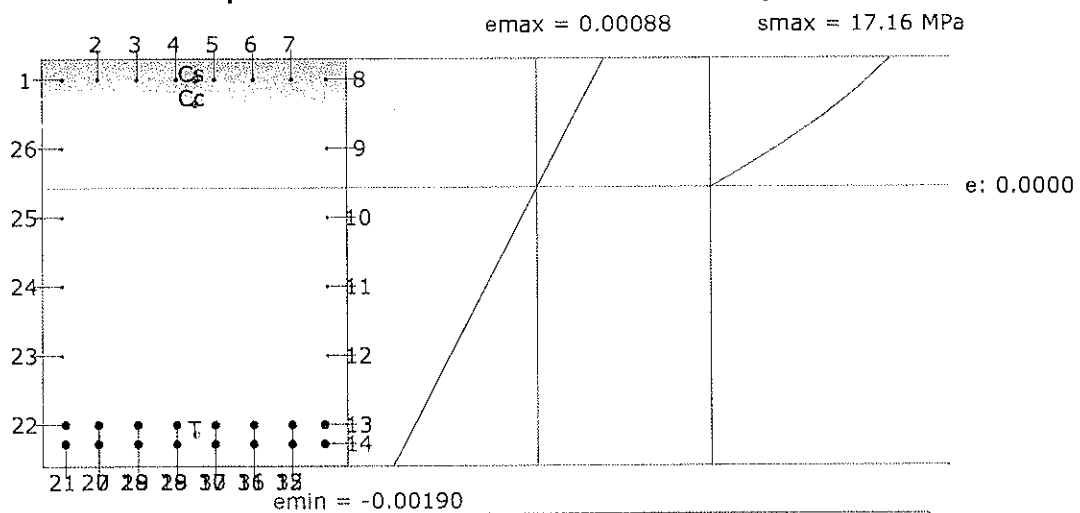
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cc,x}$: 0.00	mm
$e_{cc,y}$: 575.95	mm
$e_{cs,x}$: 0.00	mm
$e_{cs,y}$: 607.54	mm
$e_{T,x}$: 0.00	mm
$e_{T,y}$: -567.85	mm
ϵ_{cmax}	: 0.0025	
ϵ_{smax}	: 0.0099	
σ_{cmax}	: 25.02	MPa
σ_{smax}	: 412.02	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-432.54	607.54	+148.15	+0.000741
2	Ø5/8"	-318.03	607.54	+148.15	+0.000741
3	Ø5/8"	-190.82	607.54	+148.15	+0.000741
4	Ø5/8"	-63.61	607.54	+148.15	+0.000741
5	Ø5/8"	63.61	607.54	+148.15	+0.000741
6	Ø5/8"	190.82	607.54	+148.15	+0.000741
7	Ø5/8"	318.03	607.54	+148.15	+0.000741
8	Ø5/8"	432.54	607.54	+148.15	+0.000741
9	Ø1/2"	434.13	378.81	0.00	+0.000270
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000200
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000671
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.001141
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-322.39	-0.001612
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-348.51	-0.001742
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-348.51	-0.001742
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-348.51	-0.001742
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-348.51	-0.001742
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-348.51	-0.001742
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-348.51	-0.001742
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-348.51	-0.001742
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-348.51	-0.001742



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-322.39	-0.001612
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.001141
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000671
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000200
26	Ø1/2"	-434.12	378.81	0.00	+0.000270
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-322.39	-0.001612
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-322.39	-0.001612
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-322.39	-0.001612
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-322.39	-0.001612
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-322.39	-0.001612
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-322.39	-0.001612

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4013.37	0.00	526.37
Cs	235.85	0.00	607.54
T	4249.22	0.00	-569.09

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{4673.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{4013.37} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{235.85} \text{ kN}$$

$$T : \underline{4249.22} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{526.37} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{607.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-569.09} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0017}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{17.16} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{348.51} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-111: B14 - B15

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z < Z_{max}$$

$$23.4 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 6.080 m del nudo B14, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 424.60 mm, Y = -536.10 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{23.4} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{197.53} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{75.40} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{22121.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

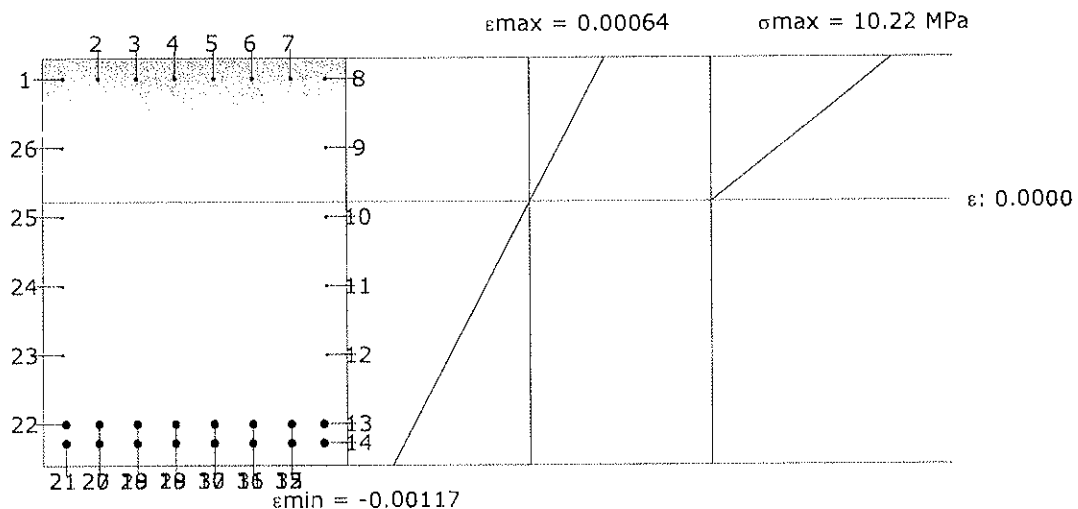
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{2848.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000372
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000680
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000680
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000372
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000065
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-197.53	-0.000988
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-197.53	-0.000988

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$21.7 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 6.080 m del nudo B14, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas $X = 424.60 \text{ mm}$, $Y = -599.60 \text{ mm}$.

Donde:

 Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

 Z : Parámetro de control.

$$Z : \underline{21.7} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

 f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{214.61} \text{ MPa}$$

 d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{75.40} \text{ mm}$$

 A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{13768.78} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón: N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

Viga 1

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

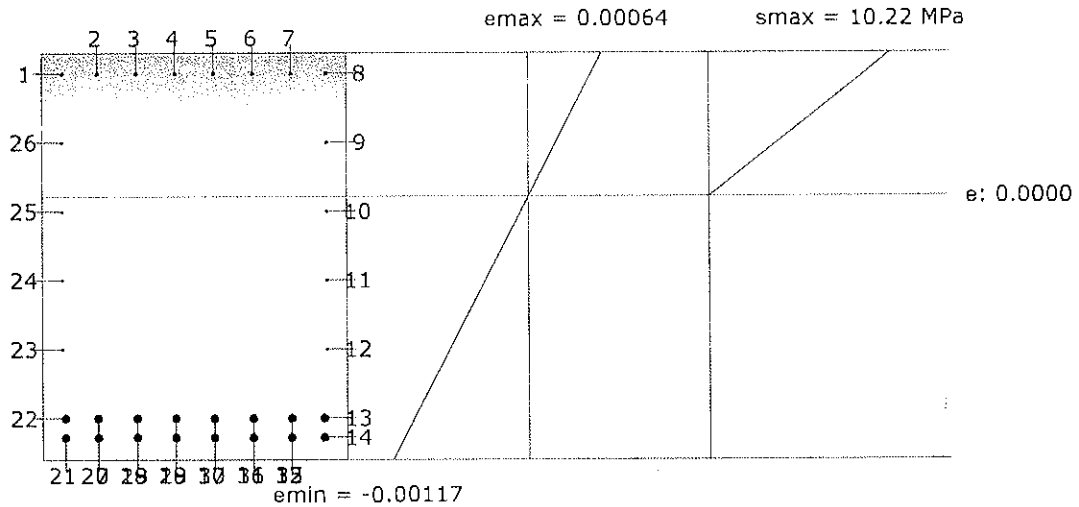
M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y} : 2848.85 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000372
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000680
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000680
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000372
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000065
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-197.53	-0.000988
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-197.53	-0.000988



Viga 1

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$23.4 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 6.080 m del nudo B14, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -424.60 mm, Y = -536.10 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{23.4} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{197.53} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{75.40} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{22121.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

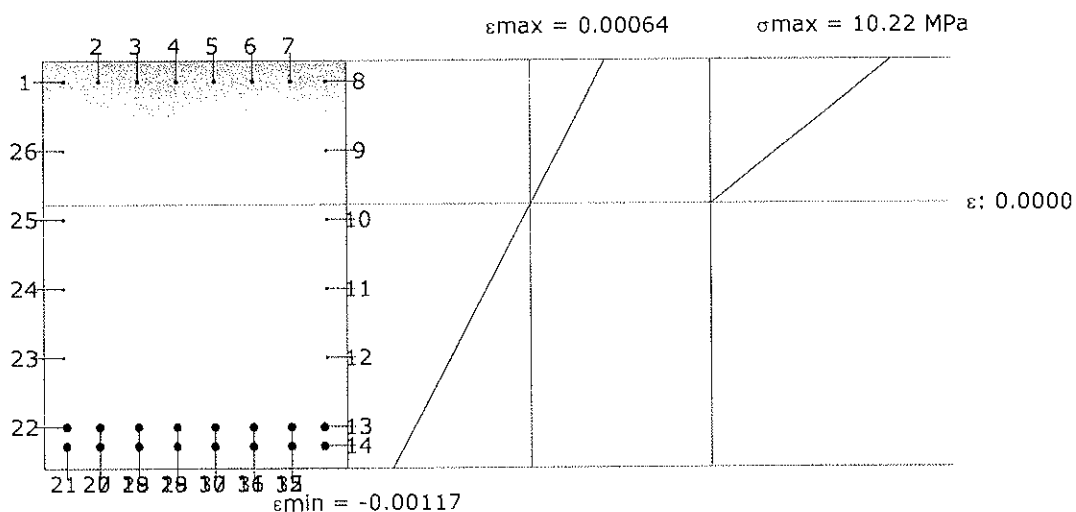
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{2848.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000372
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000680



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000680
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000372
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000065
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-197.53	-0.000988
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-197.53	-0.000988

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$146.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 424.60 mm, Y = -536.10 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 146.11 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 995.76 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s} \right)$$

$$s_2 : 903.61 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 83.00 \text{ MPa}$$

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : 59.53 \text{ mm}$$



Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

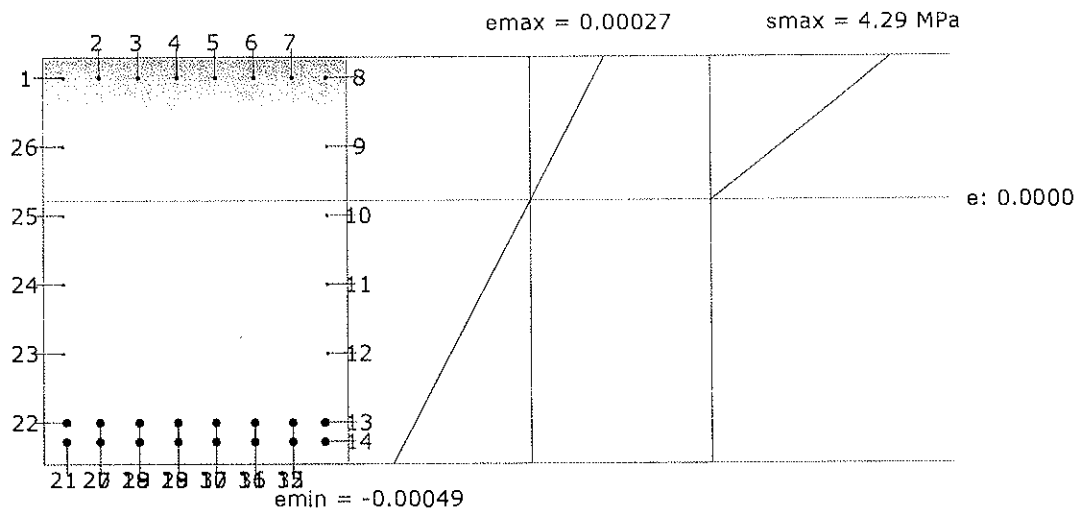
$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: 1197.08 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000027
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000156
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000286
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-83.00	-0.000415
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-90.18	-0.000451
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-90.18	-0.000451
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-90.18	-0.000451
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-90.18	-0.000451
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-90.18	-0.000451
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-90.18	-0.000451
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-90.18	-0.000451
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-90.18	-0.000451
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-83.00	-0.000415
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000286
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000156
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000027
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-83.00	-0.000415
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-83.00	-0.000415
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-83.00	-0.000415
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-83.00	-0.000415
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-83.00	-0.000415
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-83.00	-0.000415



Viga 1

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$127.21 \text{ mm} \leq 293.86 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 6.080 m del nudo B14, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 190.82 mm, Y = -599.60 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 127.21 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 293.86 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 293.86 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 349.48 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 214.61 \text{ MPa}$$

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

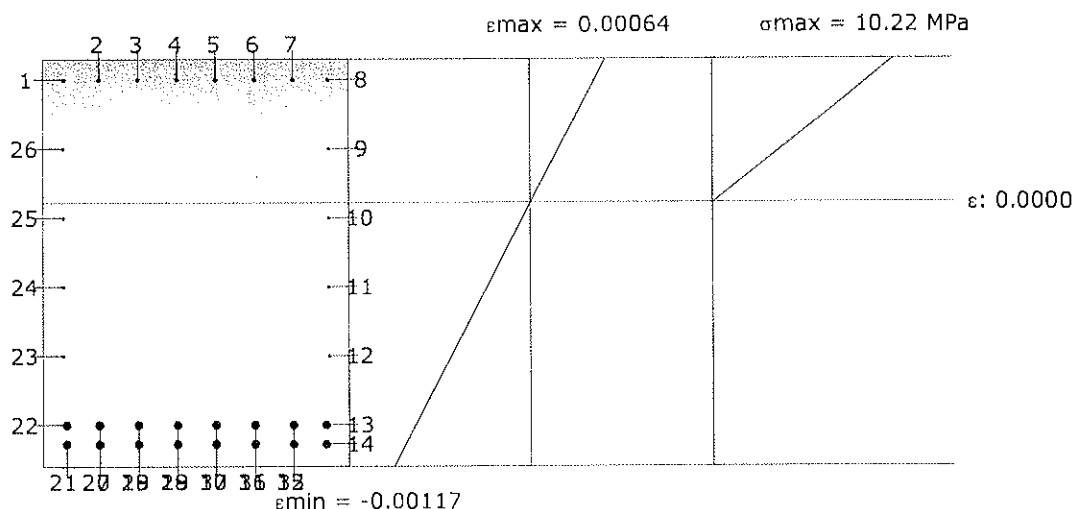
$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 2848.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000065
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000372
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000680



Viga 1

013852

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-214.61	-0.001073
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-214.61	-0.001073
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-214.61	-0.001073
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-214.61	-0.001073
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-197.53	-0.000988
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000680
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000372
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000065
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-197.53	-0.000988
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-197.53	-0.000988
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-197.53	-0.000988
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-197.53	-0.000988

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$146.11 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -424.60 mm, Y = -536.10 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 146.11 \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 995.76 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 903.61 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 83.00 \text{ MPa}$$

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

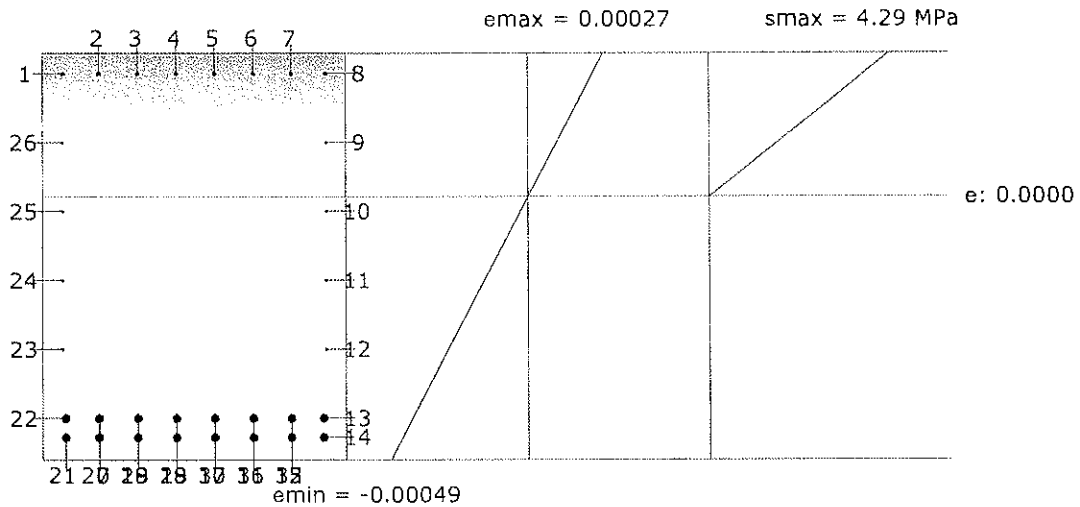
$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$



Viga 1

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.
 $M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m
 $M_{ed,y}$: 1197.08 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
10	Ø1/2"	434.13	150.08	0.00	-0.000027
11	Ø1/2"	434.13	-78.64	0.00	-0.000156
12	Ø1/2"	434.13	-307.37	0.00	-0.000286
13	Ø1 1/4"	424.60	-536.10	-83.00	-0.000415
14	Ø1 1/4"	424.60	-599.60	-90.18	-0.000451
15	Ø1 1/4"	318.03	-599.60	-90.18	-0.000451
16	Ø1 1/4"	190.82	-599.60	-90.18	-0.000451
17	Ø1 1/4"	63.61	-599.60	-90.18	-0.000451
18	Ø1 1/4"	-63.61	-599.60	-90.18	-0.000451
19	Ø1 1/4"	-190.82	-599.60	-90.18	-0.000451
20	Ø1 1/4"	-318.03	-599.60	-90.18	-0.000451
21	Ø1 1/4"	-424.60	-599.60	-90.18	-0.000451
22	Ø1 1/4"	-424.60	-536.10	-83.00	-0.000415
23	Ø1/2"	-434.12	-307.37	0.00	-0.000286
24	Ø1/2"	-434.12	-78.64	0.00	-0.000156
25	Ø1/2"	-434.12	150.08	0.00	-0.000027
27	Ø1 1/4"	-318.03	-536.10	-83.00	-0.000415
28	Ø1 1/4"	-190.82	-536.10	-83.00	-0.000415
29	Ø1 1/4"	-63.61	-536.10	-83.00	-0.000415
30	Ø1 1/4"	63.61	-536.10	-83.00	-0.000415
31	Ø1 1/4"	190.82	-536.10	-83.00	-0.000415
32	Ø1 1/4"	318.03	-536.10	-83.00	-0.000415



[14231]

013854

VIGAS TIPO 6



INDICE

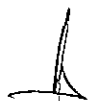
1.- DESCRIPCIÓN..... 2

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 21

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA..... 32



Viga 1

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	<p>Geometría</p> <p>Dimensiones : 70x135</p> <p>Luz libre : 3.7 m</p> <p>Recubrimiento geométrico superior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico inferior : 5.0 cm</p> <p>Recubrimiento geométrico lateral : 5.0 cm</p>
	<p>Materiales</p> <p>Hormigón : $f'c=300$</p> <p>Armadura longitudinal : Grado 60</p> <p>Armadura transversal : Grado 60</p>

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)													Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _α	T _β	TNM _y	TV _y	TV _s	T,Disp. _α	T,Disp. _β	T,Geom. _α		T,Arm. _α
V-115: B18 - B19	Cumple	Cumple	2.400 m' $\eta = 7.1$	0.400 m' $\eta = 71.6$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE $\eta = 71.6$

Notación:
 Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
 Arm.: Armadura mínima y máxima
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 T_α: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 T_β: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
 TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 T,Disp._α: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 T,Disp._β: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 T,Geom._α: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 T,Arm._α: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado
	Z _{C,sup.}	Z _{C,lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,lat.Izq.}	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-115: B18 - B19	x: 0.4 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 3.7 m Cumple	x: 0.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	x: 2.65 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:
 Z_{C,sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior
 Z_{C,lat.Der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha
 Z_{C,inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior
 Z_{C,lat.Izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda
 S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
 S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
 S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
 S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
 x: Distancia al origen de la barra
 η: Coeficiente de aprovechamiento (%)

Viga	Estado
V-115: B18 - B19	CUMPLE



Viga 1

013857

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-115: B18 - B19 (B18 - B19, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{i,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{i,min}$$

$$114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{i,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{i,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{19.1} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$14.25 \text{ cm}^2 \geq 11.37 \text{ cm}^2$$



$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{8.53} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.071}$$



Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{96.51} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1368.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.400 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1610.36} \text{ kN}$$



Viga 1

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 857.75 kN

(f'_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1410.66 kN

(N_u/A_g y f'_c en MPa)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.002

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 14.25 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 37.69 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : -37.69 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 752.61 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3242.90 kN

(f'_c en MPa)

Donde:


A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$




Viga 1

013859

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 645 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

013860

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.400 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η_i : **0.716** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: -471.55 kN·m

$M_{u,y}$: 0.00 kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$: 0.00 kN

$\phi \cdot M_{n,x}$: -658.39 kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

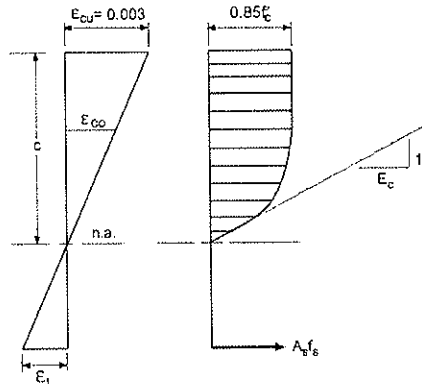
El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL



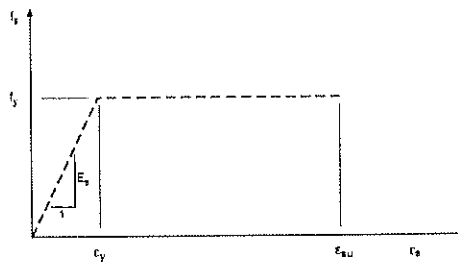
Viga 1

013861



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.
 ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

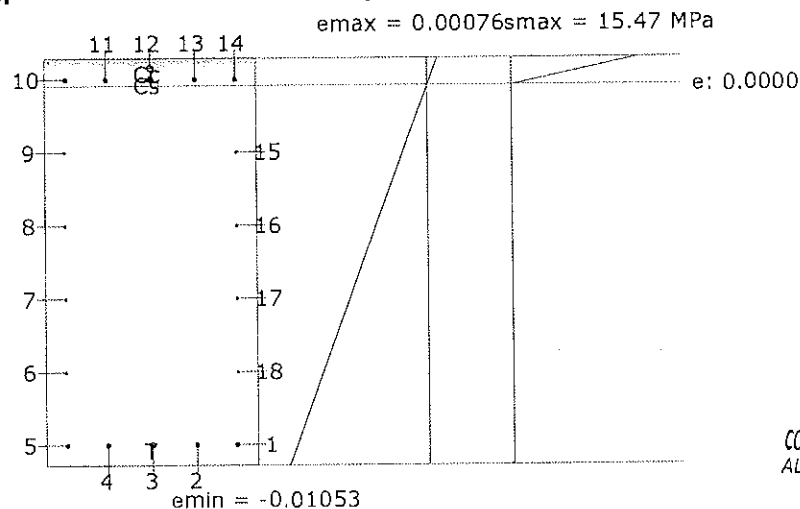
f_c : 29.43 MPa
 ϵ_{cu} : 0.0030
 ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
 ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

f_y : 412.02 MPa
 ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

Viga 1

013862

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-412.02	-0.009950
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-412.02	-0.009950
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-412.02	-0.009950
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-412.02	-0.009950
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-412.02	-0.009950
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.007923
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.005895
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.003868
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.001840
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	+37.39	+0.000187
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	+37.39	+0.000187
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	+37.39	+0.000187
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	+37.39	+0.000187
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	+37.39	+0.000187
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.001840
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.003868
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.005895
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.007923

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	533.84	0.00	-643.42
C _s	53.29	0.00	-605.95
T	587.13	0.00	605.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-731.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{533.84} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{53.29} \text{ kN}$$

$$T : \underline{587.13} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-643.42} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-605.95} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{605.95} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0008}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{15.47} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

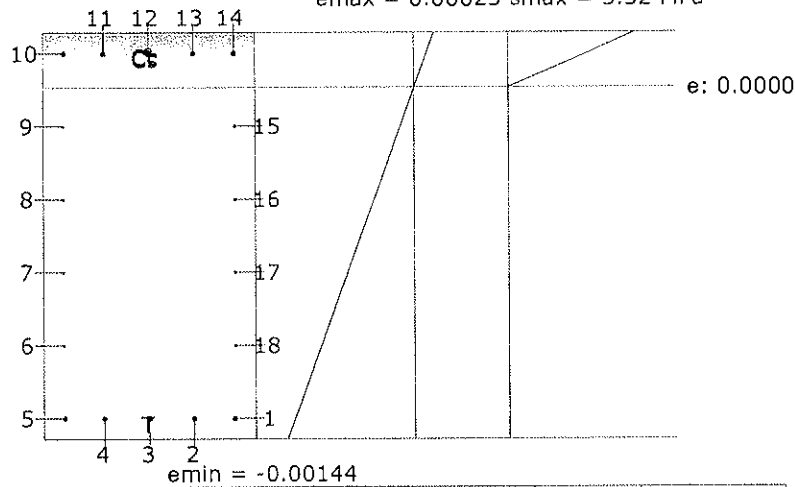


Viga 1

013863

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos:

$e_{max} = 0.00023$ $s_{max} = 5.32$ MPa



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-271.52	-0.001357
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-271.52	-0.001357
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-271.52	-0.001357
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-271.52	-0.001357
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-271.52	-0.001357
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.001058
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000758
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000459
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000159
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	+28.05	+0.000140
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	+28.05	+0.000140
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	+28.05	+0.000140
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	+28.05	+0.000140
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	+28.05	+0.000140
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000159
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000459
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000758
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.001058

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	346.95	0.00	-613.56
C _s	39.97	0.00	-605.95
T	386.92	0.00	605.95

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00$ kN

$M_{u,x} : -471.55$ kN·m

$M_{u,y} : 0.00$ kN·m

C_c : 346.95 kN

C_s : 39.97 kN

T : 386.92 kN



Viga 1

013861

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>-613.56</u> mm
e_{ca} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{ca,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{ca,y}$: <u>-605.95</u> mm
e_{γ} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>605.95</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0002</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0014</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>5.32</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>271.52</u> MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013865

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vertical dashed line



Viga 1

013866

V-115: B18 - B19 (1.400 m - B19, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_i \geq s_{l,min}$$

$$114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{19.1} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$14.25 \text{ cm}^2 \geq 12.16 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{9.12} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.071} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{96.51} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{1368.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.400 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

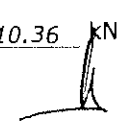
Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{1610.36} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):




Viga 1

013867

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 857.75 kN

(f_c en MPa)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 1410.66 kN

(N_u/A_g y f_c en MPa)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.002

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal preesforzado a tracción.

A_s : 14.25 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 37.69 kN·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : -37.69 kN·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 1350.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 9450.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 752.61 kN

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 3242.90 kN

(f_c en MPa)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

A_v : 2.85 cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm



Viga 1

013868

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

s_{max} : 600 mm

$$s_1 = d/2$$

s₁ : 645 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s₂ : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 1281 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{v,min}, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

A_{v,min} : 1.14 cm²

(f_c y f_{yt} en MPa)

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

A_{v,min} : 1.19 cm²

(f_{yt} en MPa)

Siendo:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 700 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 200 mm

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$



Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.400 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.716} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-471.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-658.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

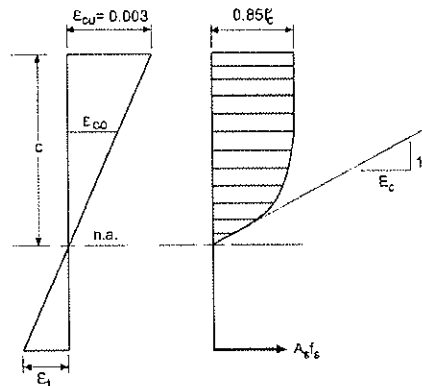
- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Viga 1

013870



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 29.43 MPa

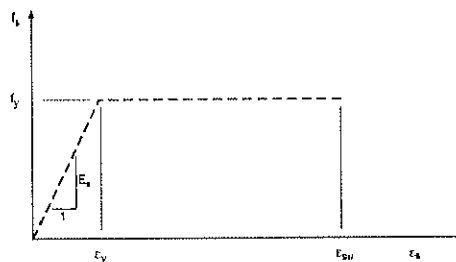
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

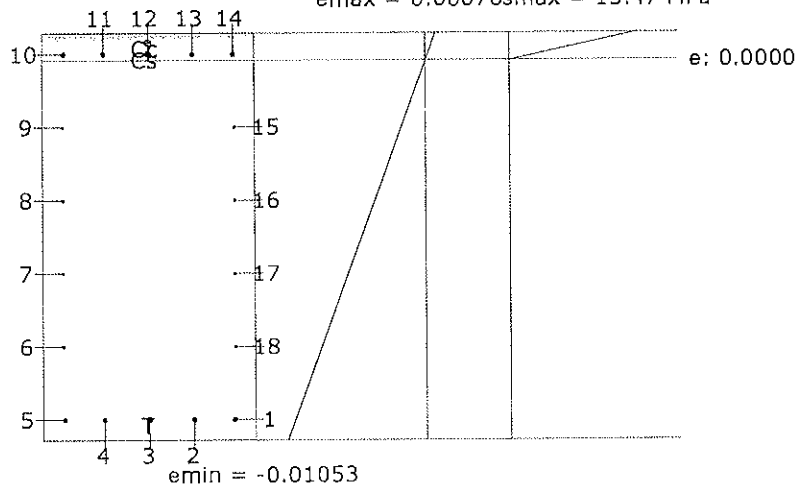
f_y : 412.02 MPa

ϵ_{su} : Máxima deformación del acero a tracción.

ϵ_{su} : 0.0100

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

$\epsilon_{max} = 0.00076s_{max} = 15.47$ MPa



Viga 1

013871

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_c (MPa)	ϵ
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-412.02	-0.009950
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-412.02	-0.009950
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-412.02	-0.009950
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-412.02	-0.009950
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-412.02	-0.009950
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.007923
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.005895
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.003868
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.001840
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	+37.39	+0.000187
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	+37.39	+0.000187
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	+37.39	+0.000187
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	+37.39	+0.000187
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	+37.39	+0.000187
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.001840
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.003868
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.005895
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.007923

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	533.84	0.00	-643.42
Cs	53.29	0.00	-605.95
T	587.13	0.00	605.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-731.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{533.84} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{53.29} \text{ kN}$$

$$T : \underline{587.13} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-643.42} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-605.95} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{605.95} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0008}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{15.47} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

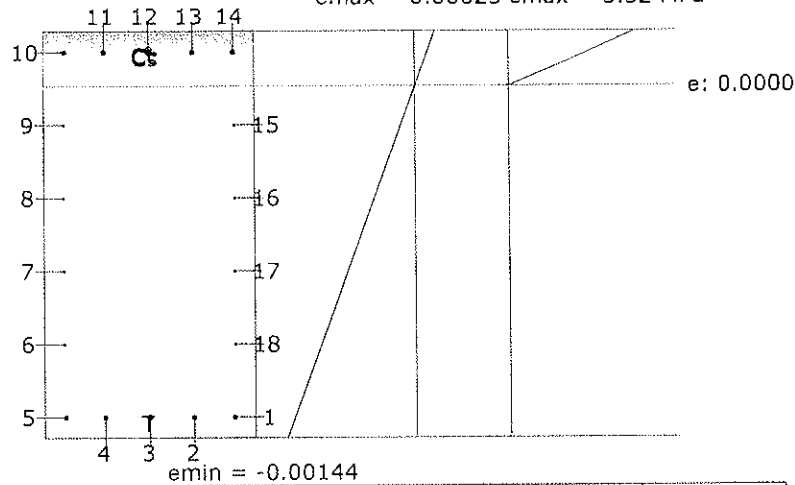


Viga 1

013872

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

$e_{max} = 0.00023$ $s_{max} = 5.32$ MPa



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-271.52	-0.001357
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-271.52	-0.001357
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-271.52	-0.001357
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-271.52	-0.001357
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-271.52	-0.001357
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.001058
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000758
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000459
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000159
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	+28.05	+0.000140
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	+28.05	+0.000140
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	+28.05	+0.000140
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	+28.05	+0.000140
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	+28.05	+0.000140
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000159
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000459
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000758
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.001058

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	346.95	0.00	-613.56
Cs	39.97	0.00	-605.95
T	386.92	0.00	605.95

$P_u = C_c + C_s - T$

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$P_u : 0.00$ kN

$M_{u,x} : -471.55$ kN·m

$M_{u,y} : 0.00$ kN·m

C_c : 346.95 kN

C_s : 39.97 kN

T : 386.92 kN



Viga 1

013873

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,y}$: -613.56 mm

$e_{cs,x}$: 0.00 mm

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,y}$: -605.95 mm

$e_{t,x}$: 0.00 mm

$e_{t,y}$: 605.95 mm

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{cmax} : 0.0002

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

ϵ_{smax} : 0.0014

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cmax} : 5.32 MPa

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 271.52 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013874

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



Viga 1

013875

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-115: B18 - B19

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$18.6 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 0.400 m del nudo B18, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{18.6} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{165.71} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{69.05} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{20424.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

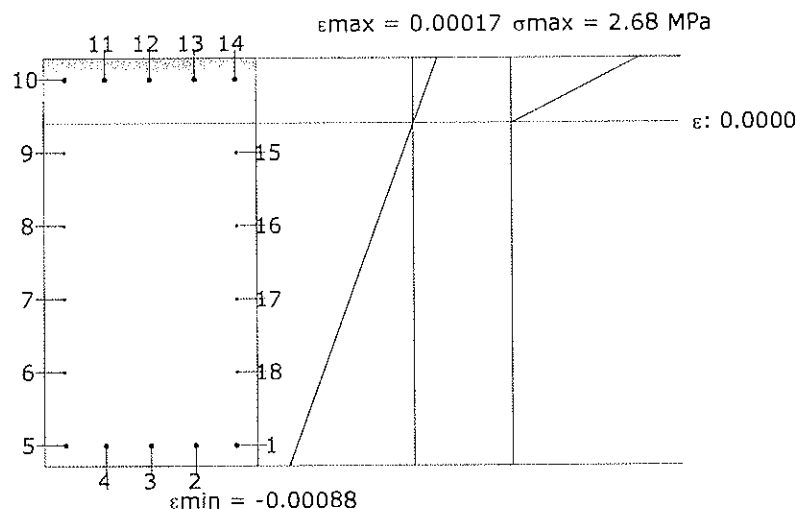
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-285.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-165.71	-0.000828
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-165.71	-0.000828

Viga 1

013876

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-165.71	-0.000828
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-165.71	-0.000828
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-165.71	-0.000828
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000640
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000451
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000263
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000074
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000074
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000263
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000451
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000640

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$20.2 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 0.400 m del nudo B18, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 280.95 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{20.2} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{165.71} \text{ MPa}$$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{69.05} \text{ mm}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{26289.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

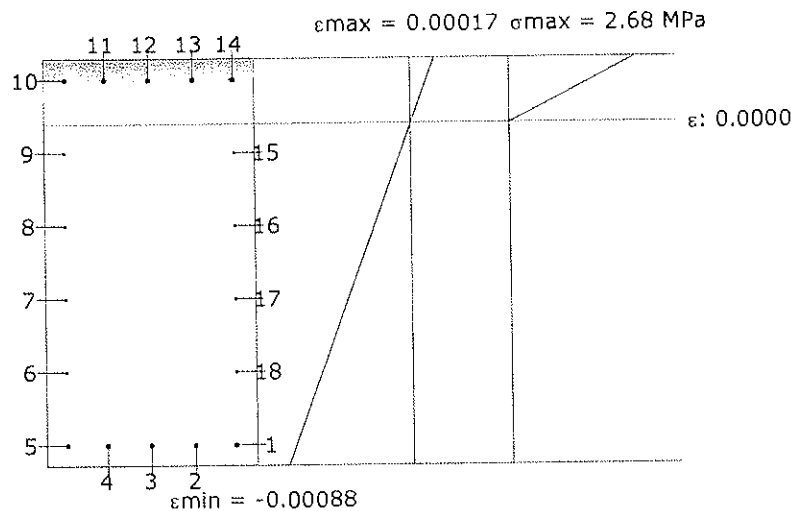
$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-285.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013877



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-165.71	-0.000828
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-165.71	-0.000828
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-165.71	-0.000828
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-165.71	-0.000828
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-165.71	-0.000828
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000640
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000451
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000263
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000074
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000074
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000263
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000451
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000640

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z < Z_{max}$$

$$6.2 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B19, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -605.95 mm.

Donde:

Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{6.2} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt{d_c} \cdot A_{ct}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{55.55} \text{ MPa}$$



Viga 1

013878

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

d_c : 69.05 mm

A_{ca}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

A_{ca} : 20424.00 mm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

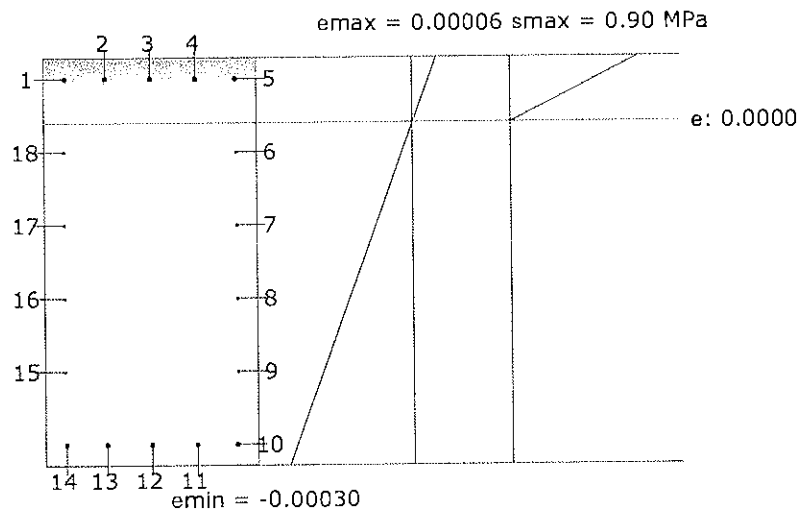
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 95.72 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000025
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000088
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000151
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000214
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	-55.55	-0.000278
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	-55.55	-0.000278
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	-55.55	-0.000278
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	-55.55	-0.000278
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	-55.55	-0.000278
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000214
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000151
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000088
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000025



Viga 1

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{max}$$

$$20.2 \text{ kN/mm} \leq 26.0 \text{ kN/mm}$$



El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 0.400 m del nudo B18, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -280.95 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{max} : \underline{26.0} \text{ kN/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{20.2} \text{ kN/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{165.71} \text{ MPa}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{69.05} \text{ mm}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{26289.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

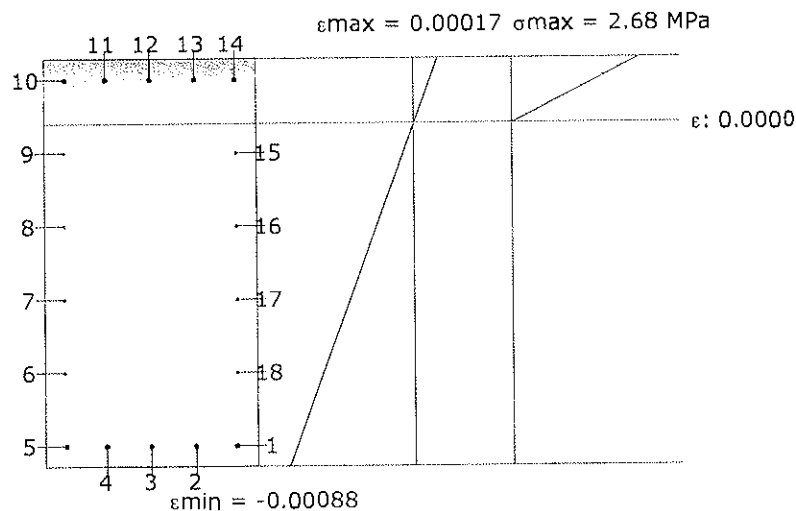
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-285.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-165.71	-0.000828
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-165.71	-0.000828
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-165.71	-0.000828



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-165.71	-0.000828
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-165.71	-0.000828
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000640
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000451
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000263
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000074
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000074
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000263
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000451
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000640

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$147.62 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo B18, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 147.62 \text{ mm}$$

s_{\max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 553.52 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 554.47 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 135.26 \text{ MPa}$$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

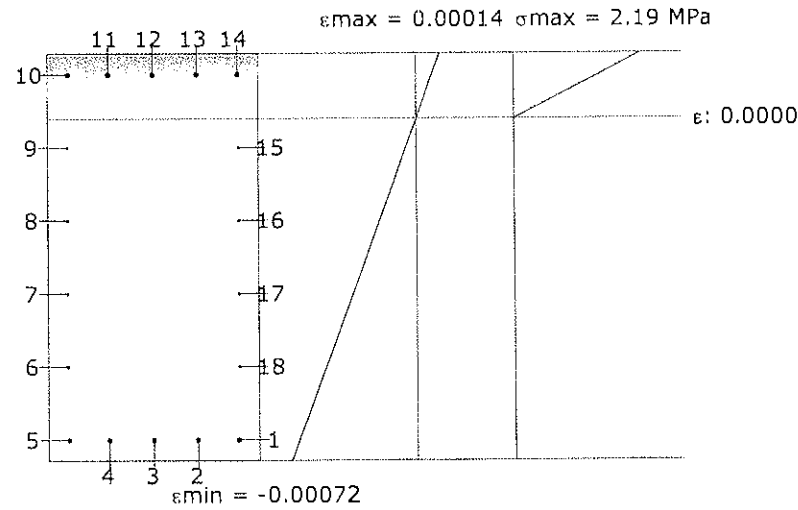
$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : -233.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013001



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-135.26	-0.000676
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-135.26	-0.000676
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-135.26	-0.000676
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-135.26	-0.000676
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-135.26	-0.000676
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000522
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000368
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000214
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000060
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000060
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000214
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000368
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000522

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.38 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 280.95 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.38 \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 553.52 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 554.47 \text{ mm}$$



Viga 1

013882

$s_3 = 300\text{mm}$

$s_3 : 300.00 \text{ mm}$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$f_s : 135.26 \text{ MPa}$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$C_c : 59.53 \text{ mm}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

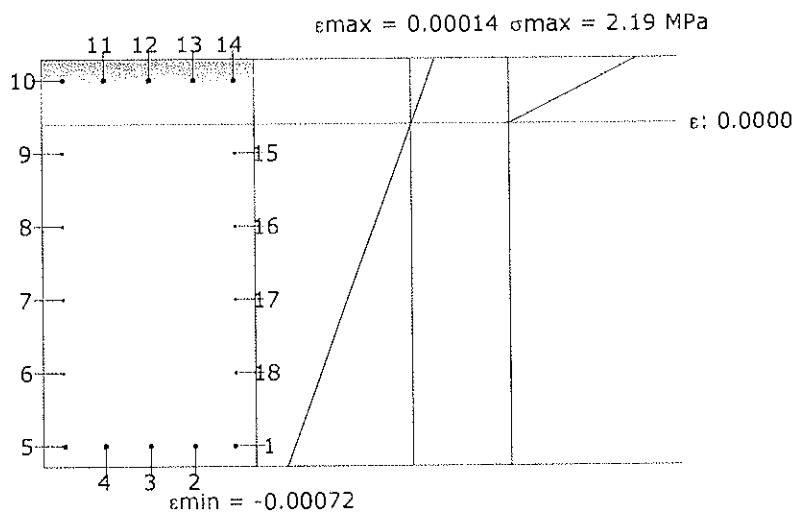
$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y} : -233.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-135.26	-0.000676
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-135.26	-0.000676
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-135.26	-0.000676
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-135.26	-0.000676
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-135.26	-0.000676
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000522
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000368
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000214
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000060
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000060
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000214
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000368
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000522

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$

$147.62 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$



Viga 1

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.650 m del nudo B18, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -605.95 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

s : 147.62 mm

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s₁ : 23322.23 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s₂ : 18529.77 mm

s₃ = 300mm

s₃ : 300.00 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 4.05 MPa

c_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

c_c : 59.53 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

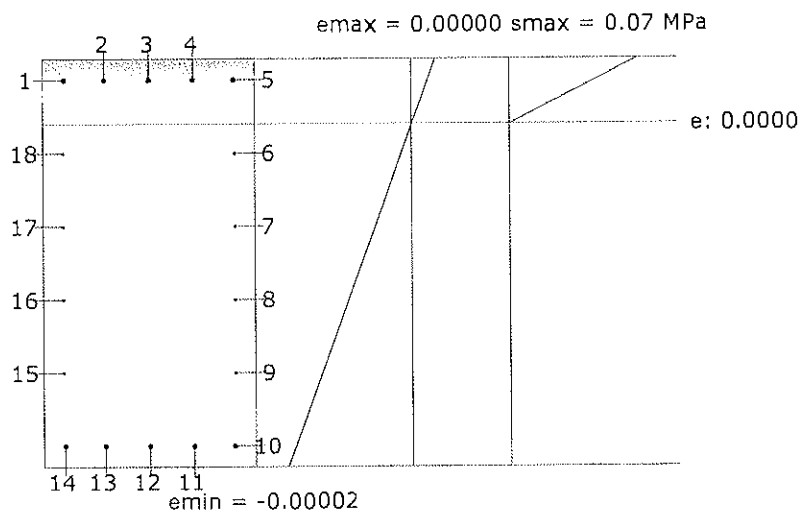
N_{ed} : 0.00 kN

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.00 kN·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : 6.97 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000002
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000006
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000011
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000016
10	Ø3/4"	280.95	-605.95	-4.05	-0.000020
11	Ø3/4"	147.62	-605.95	-4.05	-0.000020
12	Ø3/4"	0.00	-605.95	-4.05	-0.000020

Viga 1

013884

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
13	Ø3/4"	-147.62	-605.95	-4.05	-0.000020
14	Ø3/4"	-280.95	-605.95	-4.05	-0.000020
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000016
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000011
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000006
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000002

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$242.38 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm}$$



La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -280.95 mm, Y = 605.95 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

$$s : 242.38 \text{ mm}$$

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} : 300.00 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 553.52 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 554.47 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : 300.00 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : 135.26 \text{ MPa}$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : 59.53 \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

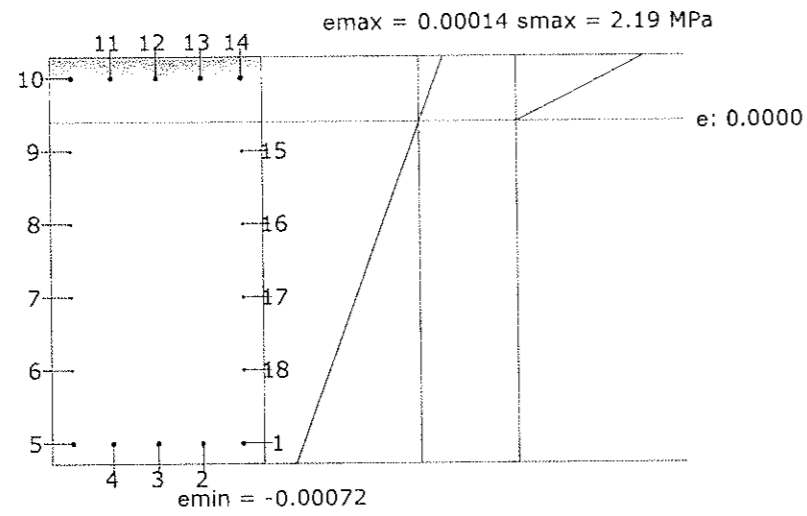
$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : -233.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Viga 1

013885



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-280.95	605.95	-135.26	-0.000676
2	Ø3/4"	-147.62	605.95	-135.26	-0.000676
3	Ø3/4"	0.00	605.95	-135.26	-0.000676
4	Ø3/4"	147.62	605.95	-135.26	-0.000676
5	Ø3/4"	280.95	605.95	-135.26	-0.000676
6	Ø1/2"	284.13	363.57	0.00	-0.000522
7	Ø1/2"	284.13	121.19	0.00	-0.000368
8	Ø1/2"	284.13	-121.19	0.00	-0.000214
9	Ø1/2"	284.13	-363.57	0.00	-0.000060
15	Ø1/2"	-284.12	-363.57	0.00	-0.000060
16	Ø1/2"	-284.12	-121.19	0.00	-0.000214
17	Ø1/2"	-284.12	121.19	0.00	-0.000368
18	Ø1/2"	-284.12	363.57	0.00	-0.000522





013886

O.4.4 Nº DOCUMENTO	O) INGENIERÍA DE DETALLE DE LA PRIMERA ETAPA A TIPO DE DOCUMENTO
-----------------------	---

CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO"

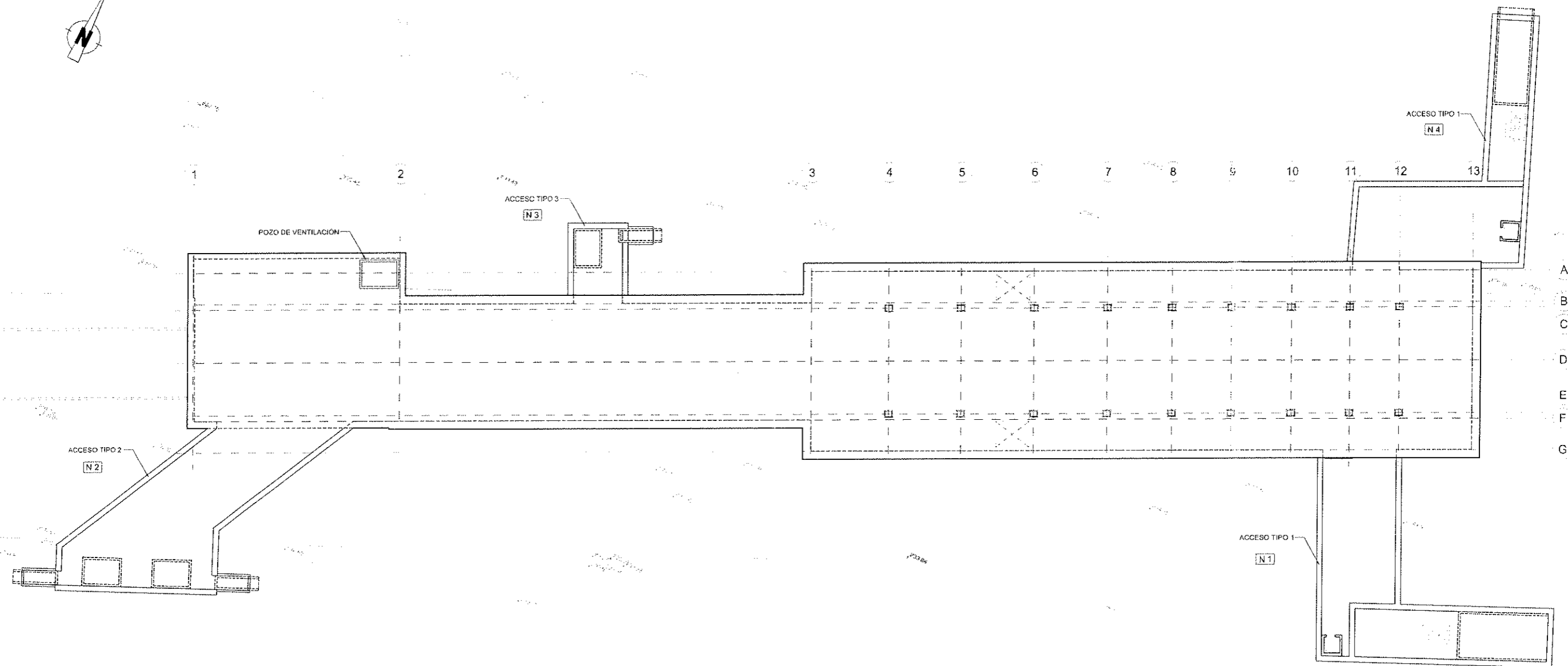
O.4.4. ESTRUCTURAS

APÉNDICE 3. PLANOS



CODIGO	ÍNDICE DE PLANOS	ESCALA A1	Nº PLANOS
PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Definición general	1/300	3
PLOC-EST-ESR-L2-20-02-REP	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Replanteo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-20-03-PAN	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Pantallas	VARIAS	3
PLOC-EST-ESR-L2-20-04-CIM	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Cimentación	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Cubierta	VARIOS	7
PLOC-EST-ESR-L2-20-06-VES	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Vestibulo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-20-07-LSF	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Losa fondo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-20-08-ACC	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Accesos	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-20-09-AND	Estructuras. Estaciones L2. Estación 20- Evitamiento. Anden	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-21-01-DGE	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Definición general	1/300	3
PLOC-EST-ESR-L2-21-02-REP	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Replanteo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-21-03-PAN	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Pantallas	VARIAS	3
PLOC-EST-ESR-L2-21-04-CIM	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Cimentación	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-21-05-CUB	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Cubierta	VARIOS	7
PLOC-EST-ESR-L2-21-06-VES	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Vestibulo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-21-07-LSF	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Losa fondo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-21-08-ACC	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Accesos	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-21-09-AND	Estructuras. Estaciones L2. Estación 21- Ovalo Santa Anita. Anden	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Definición general	1/300	3
PLOC-EST-ESR-L2-22-02-REP	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Replanteo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-03-PAN	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Pantallas	VARIAS	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-04-CIM	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Cimentación	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-22-05-CUB	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Cubierta	VARIOS	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-06-VES	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Vestibulo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-07-LSF	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Losa fondo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-22-08-ACC	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Accesos	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-22-09-AND	Estructuras. Estaciones L2. Estación 22- Colectora Industrial. Anden	1/300	1

CODIGO	ÍNDICE DE PLANOS	ESCALA A1	Nº PLANOS
PLOC-EST-ESR-L2-23-01-DGE	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Definición general	1/300	3
PLOC-EST-ESR-L2-23-02-REP	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Replanteo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-23-03-PAN	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Pantallas	VARIAS	1
PLOC-EST-ESR-L2-23-04-CIM	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Cimentación	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-23-05-CUB	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Cubierta	VARIOS	1
PLOC-EST-ESR-L2-23-06-VES	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Vestibulo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-23-07-LSF	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Losa fondo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-23-08-ACC	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Accesos	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-23-09-AND	Estructuras. Estaciones L2. Estación 23- La Cultura. Anden	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-01-DGE	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Definición general	1/300	3
PLOC-EST-ESR-L2-24-02-REP	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Replanteo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-03-PAN	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Pantallas	VARIAS	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-04-CIM	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Cimentación	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-24-05-CUB	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Cubierta	VARIOS	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-06-VES	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Vestibulo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-07-LSF	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Losa fondo	1/300	1
PLOC-EST-ESR-L2-24-08-ACC	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Accesos	1/300	2
PLOC-EST-ESR-L2-24-09-AND	Estructuras. Estaciones L2. Estación 24- Mercado Santa Anita. Anden	1/300	1



PLANTA
1/300

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4000

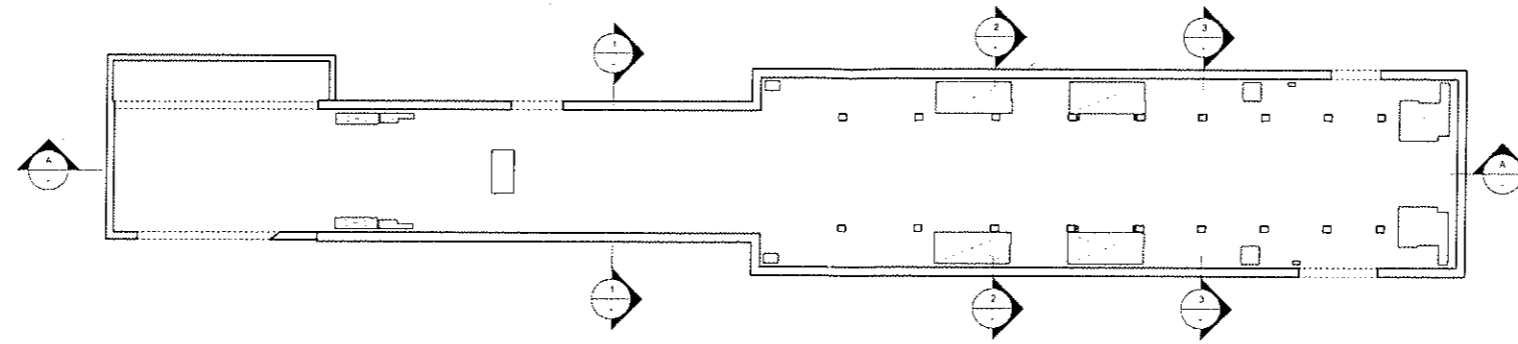
Y:\trabajo\proyectos\0701_PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P001-P003.dwg - 07/02/2014 - 20:12



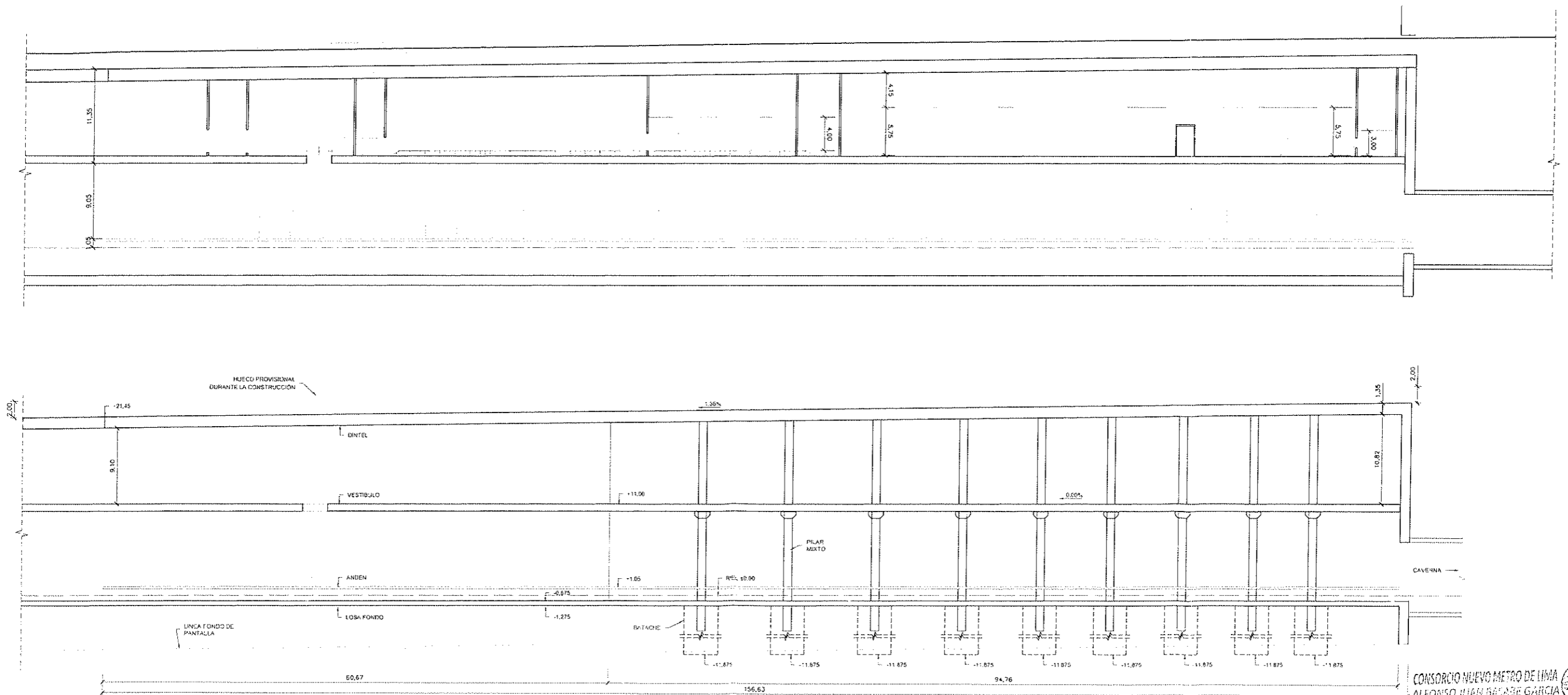
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS ESTACIÓN EVITAMENTO-20 PLANTA
 ESCALA: 1/300
 FECHA: FEBRERO 2014
 PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P-001
 01 de 03

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCÍA
 REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA
1/500



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1/350

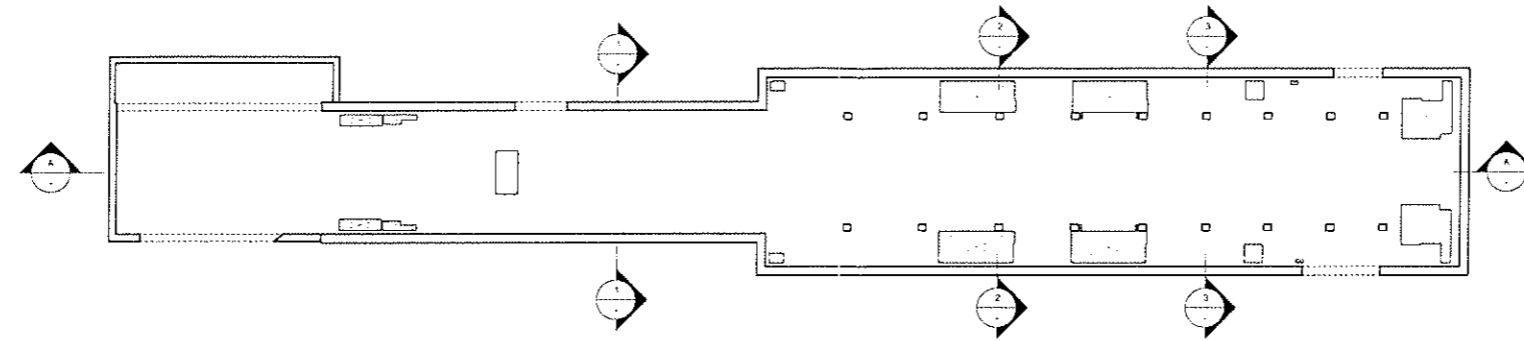
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BAZABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



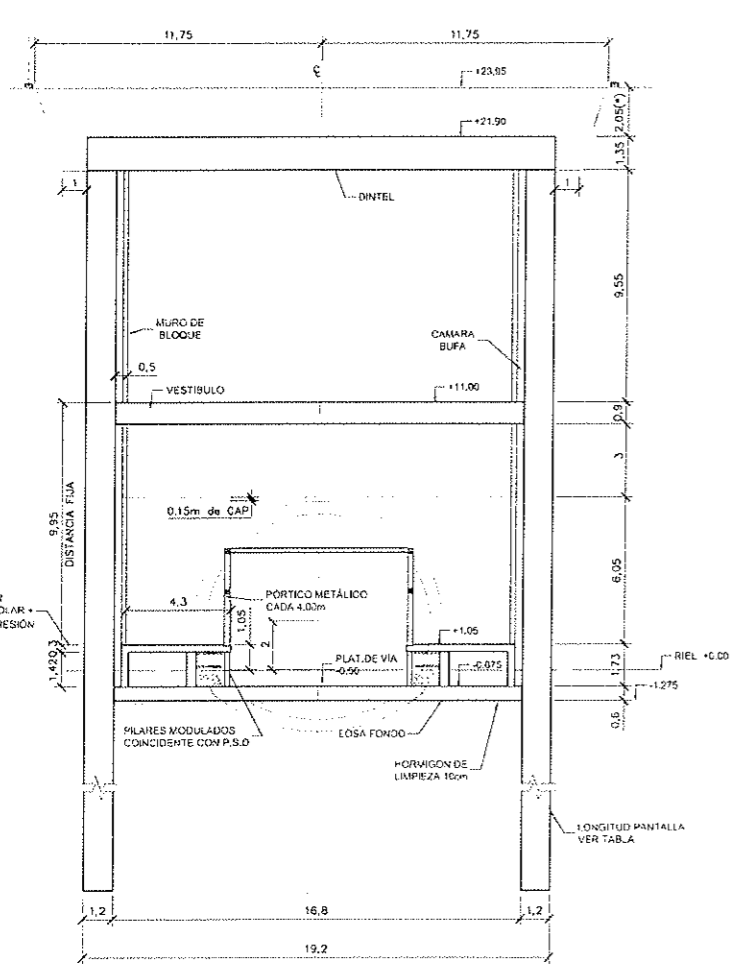
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

FECHA DE INICIACIÓN	FECHA DE EJECUCIÓN	FECHA DE REVISIÓN	FECHA DE APROBACIÓN
FECHA DE INICIACIÓN	FECHA DE EJECUCIÓN	FECHA DE REVISIÓN	FECHA DE APROBACIÓN
FEBRERO 2014			
PLANO N°	PROYECTO N°	HOJA N°	TOTAL DE HOJAS
		02 de 03	0
ESTRUCTURAS ESTACIÓN EVITAMENTO-20 SECCIÓN LONGITUDINAL			
PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P-002			
0701_PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P001-P003.dwg			

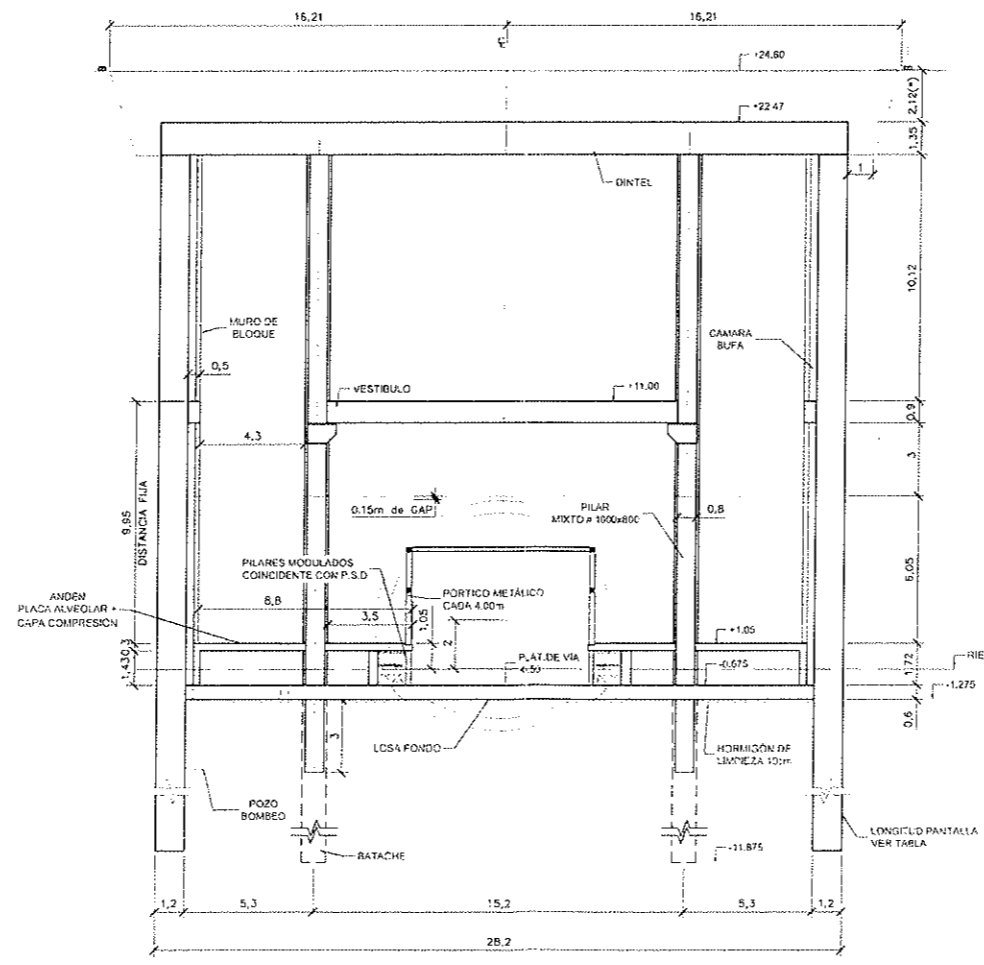
C:\Users\carlos\Documents\0701_PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P001-P003.dwg - 07/02/2014 - 20:13



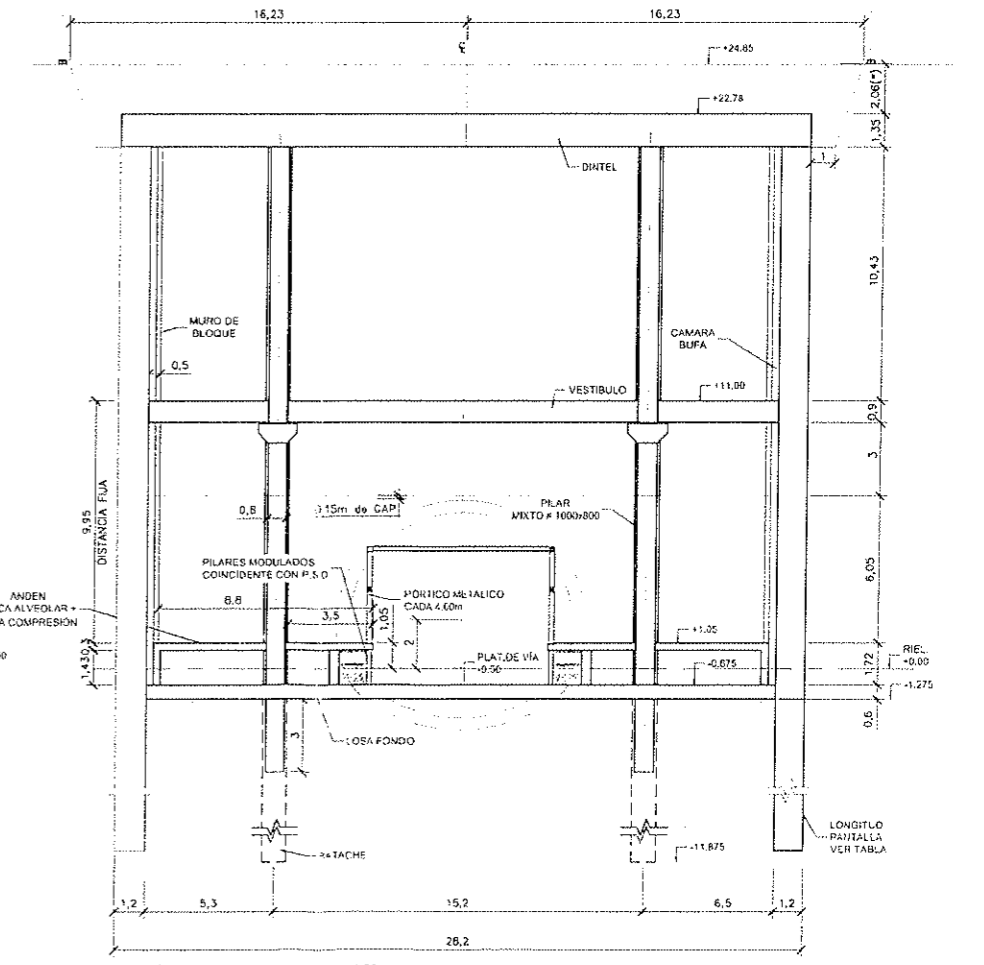
PLANTA
1/500



SECCIÓN 1-1
1/150



SECCIÓN 2-2
1/150



SECCIÓN 3-3
1/150

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

07102/2014 - 2014

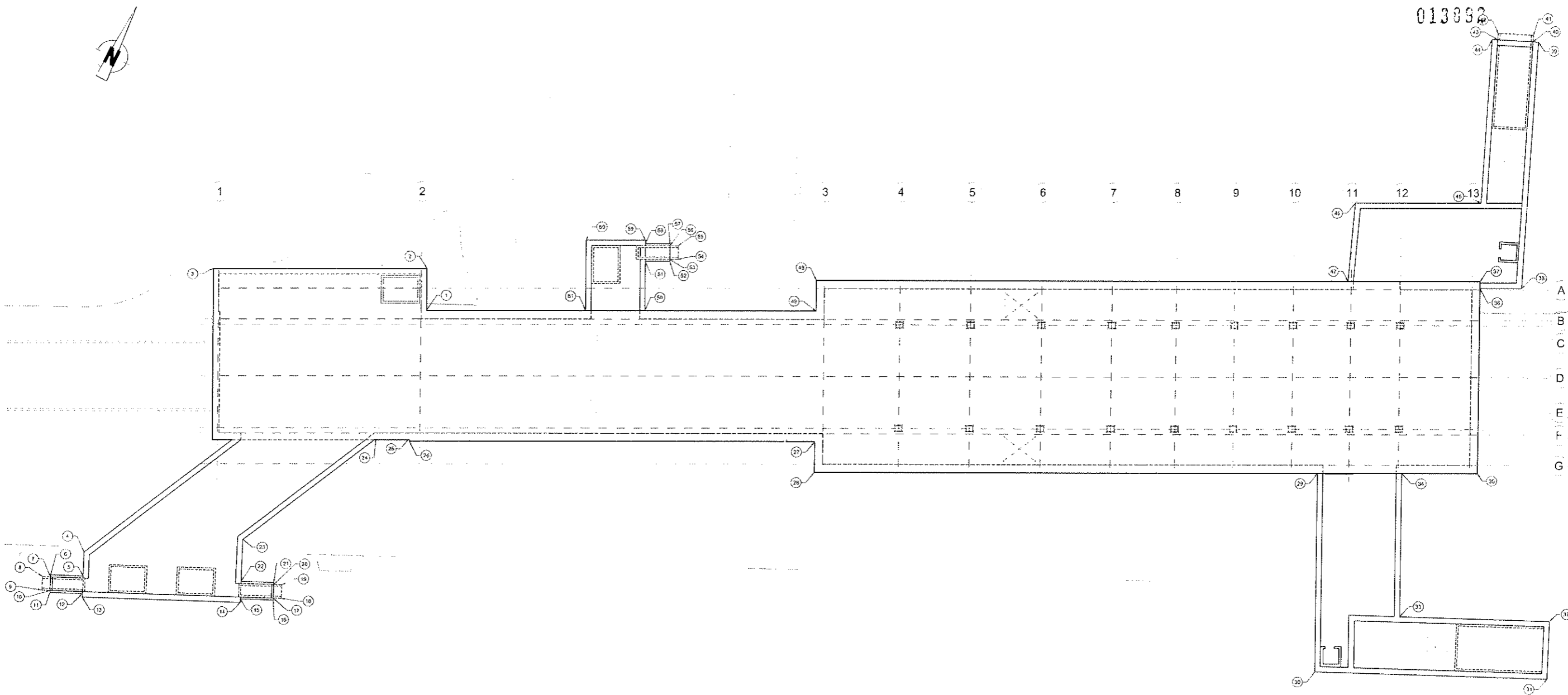
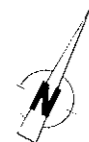


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

FECHA: FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMENTO-20
SECCIONES TRANSVERSALES
PLOC-EST-ESR-L2-20-01-DGE-P-003
03 de 03 0

013892



PLANTA REPLANTEO
1/300

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	284996.752	8666136.644
2	284994.076	8666144.197
3	284965.970	8666130.651
4	284967.210	8666085.037
5	284968.734	8666061.802
6	284964.360	8666079.876
7	284964.481	8666079.601
8	284963.383	8666079.118
9	284964.189	8666077.287
10	284965.287	8666077.771
11	284965.408	8666077.496
12	284969.792	8666079.423
13	284969.984	8666078.935
14	284991.208	8666088.312
15	284991.007	8666088.770
16	284995.381	8666090.696
17	284995.261	8666090.971
18	284996.393	8666091.455
19	284995.563	8666093.285
20	284994.455	8666092.801

PTO	X	Y
21	284994.334	8666093.076
22	284989.959	8666091.149
23	284987.468	8666096.805
24	284988.457	8666116.596
25	285002.831	8666120.704
26	285003.005	8666120.344
27	285056.579	8666146.164
28	285058.533	8666142.110
29	285124.968	8666174.128
30	285137.658	8666147.788
31	285188.754	8666161.899
32	285185.286	8666169.459
33	285145.154	8666160.460
34	285138.004	8666179.447
35	285146.057	8666184.292
36	285134.248	8666208.795
37	285133.814	8666209.696
38	285139.718	8666211.431
39	285125.798	8666244.877
40	285125.060	8666244.570

PTO	X	Y
41	285124.694	8666245.447
42	285119.811	8666243.456
43	285120.304	8666242.591
44	285119.566	8666242.284
45	285128.811	8666220.070
46	285112.253	8666212.090
47	285116.305	8666201.301
48	285046.290	8666167.514
49	285048.243	8666183.460
50	285025.519	8666152.505
51	285022.369	8666159.044
52	285025.684	8666160.642
53	285025.554	8666160.912
54	285026.835	8666161.433
55	285025.767	8666163.235
56	285024.666	8666162.714
57	285024.555	8666162.594
58	285021.241	8666161.386
59	285021.023	8666161.837
60	285013.186	8666158.660
61	285017.682	8666148.731

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

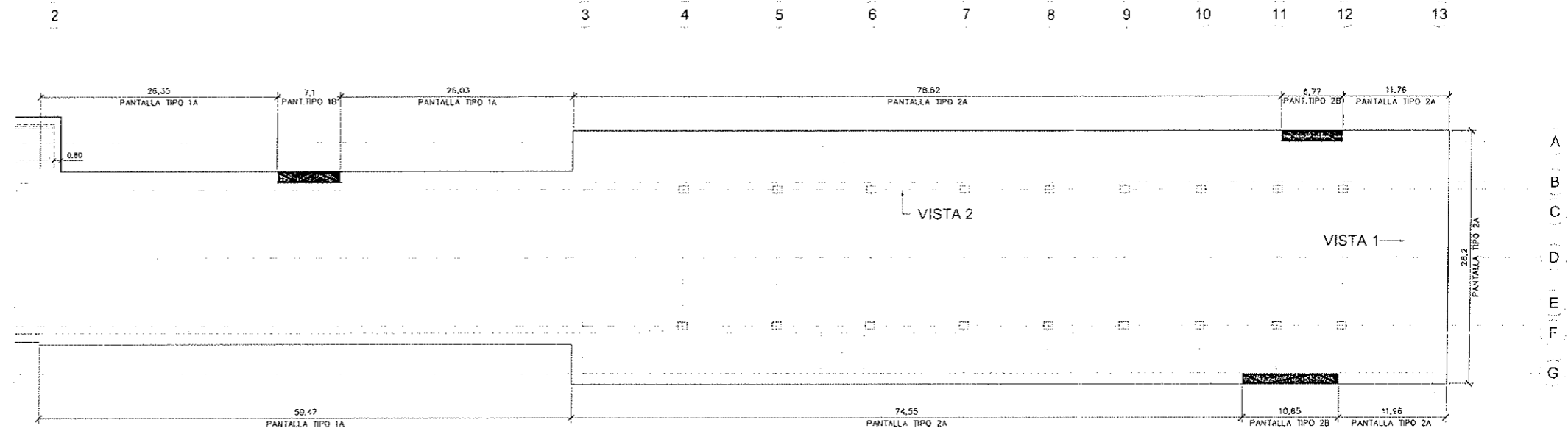


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA: 1/300
FECHA: FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMENTO-20
PLANTA REPLANTEO
PROYECTO: PLOC-EST-ESR-L2-20-02-REP-P-001
HOJA: 01 de 01
REVISIÓN: 0

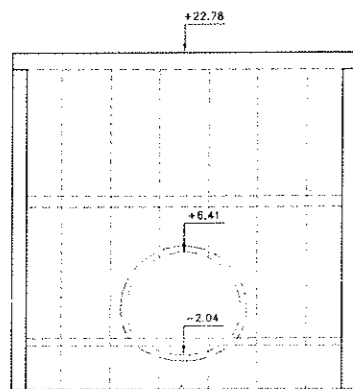
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=30.00m	1.20	(**)
	Zona estrecha. L=29.00m	1.20	(**)
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00



NOTA: Definición de pantallas de accesos en planos de accesos.

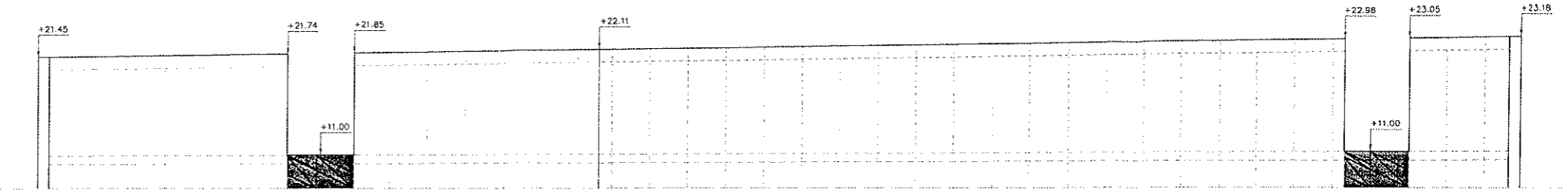
PLANTA ESTACIÓN

1/300



VISTA 1

1/300



VISTA 2

1/300

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



CONSULTORES



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA: 1:100
FECHA: FEBRERO 2014

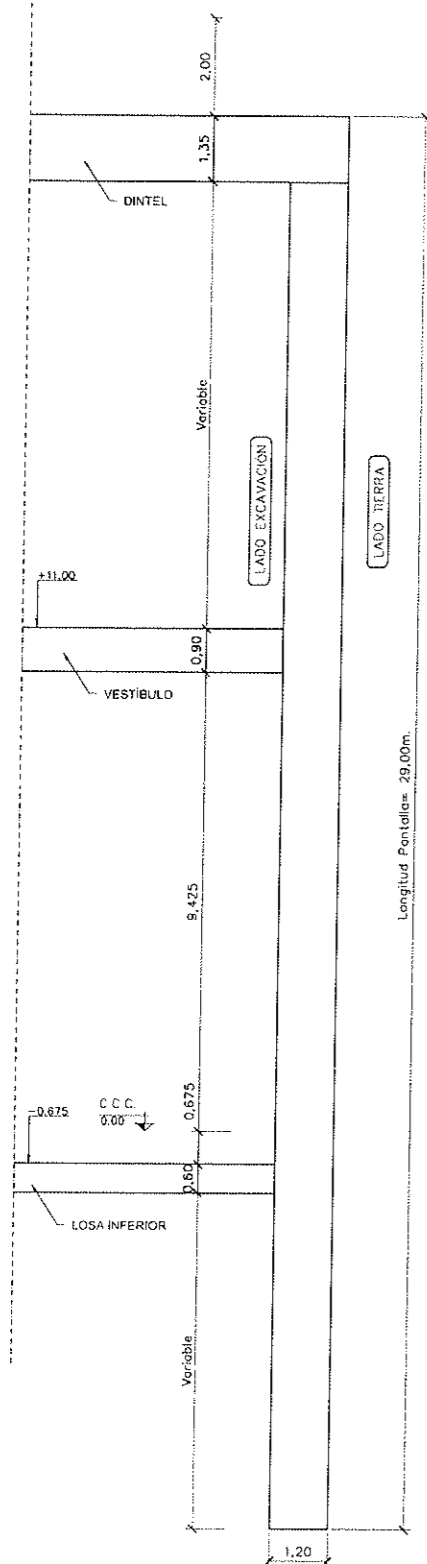
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMENTO-20
PANTALLAS PLANTA

PLOEC-EST-ESR-L2-20-03-PAN-P-001

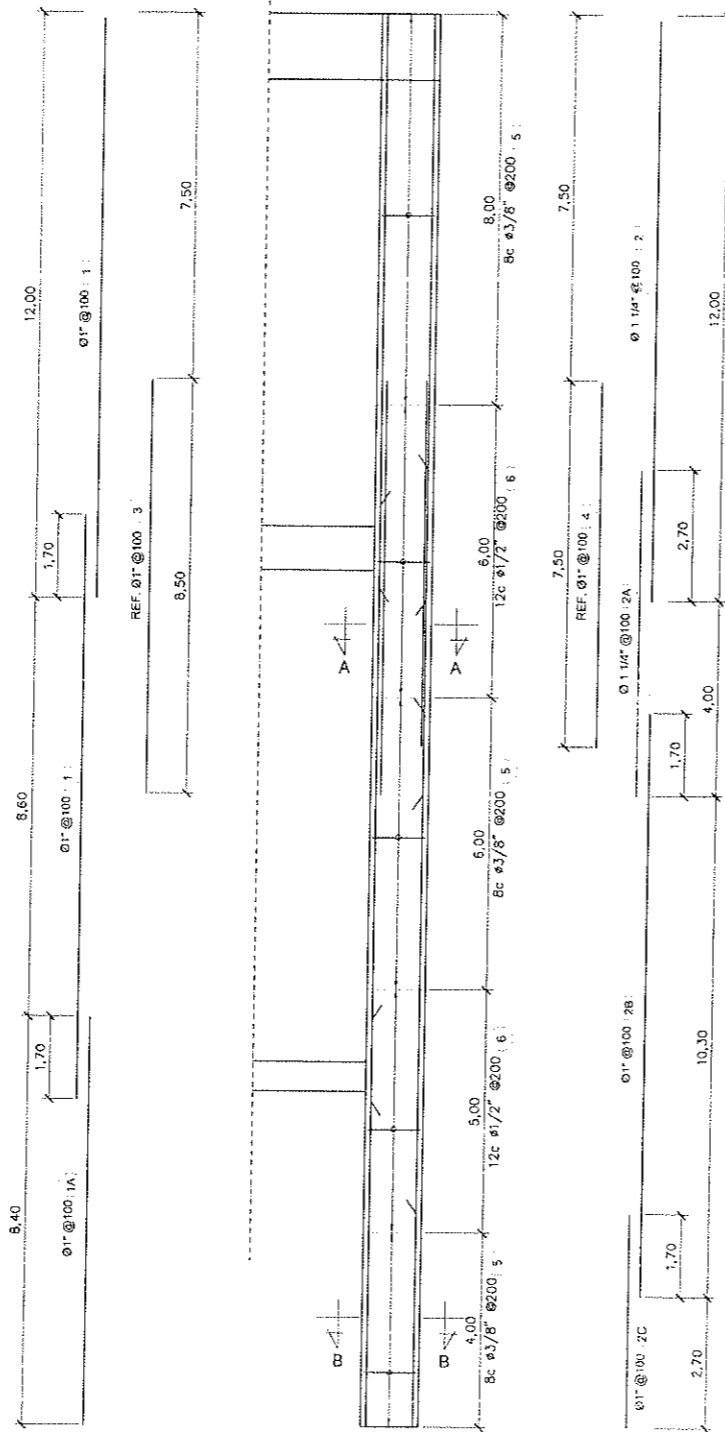
01 de 03 0

C:\Users\carlos\Documents\temporal\ploc-est-est-0701_ploc-est-est-20-03-pan-p001-p003.dwg - 07/02/2014 - 20:17

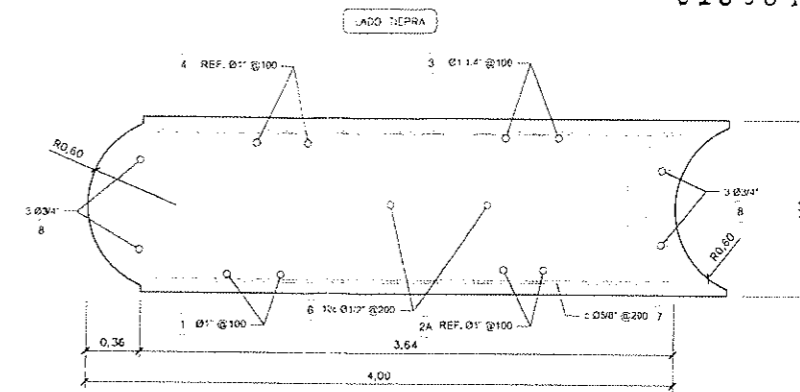
013893



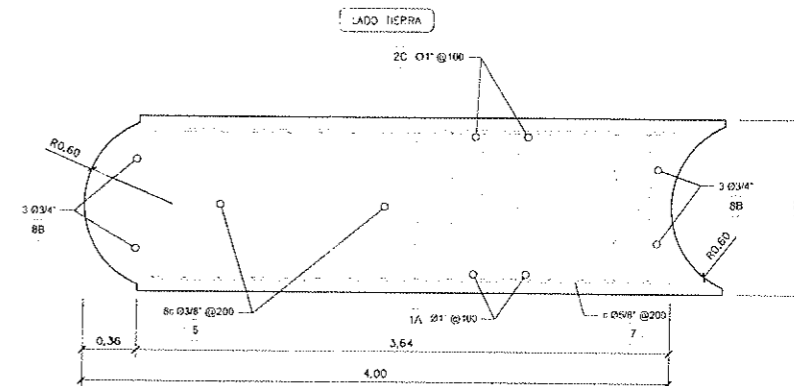
PANTALLA TIPO 1A. DEFINICIÓN



PANTALLA TIPO 1A. ARMADO



SECCIÓN A-A

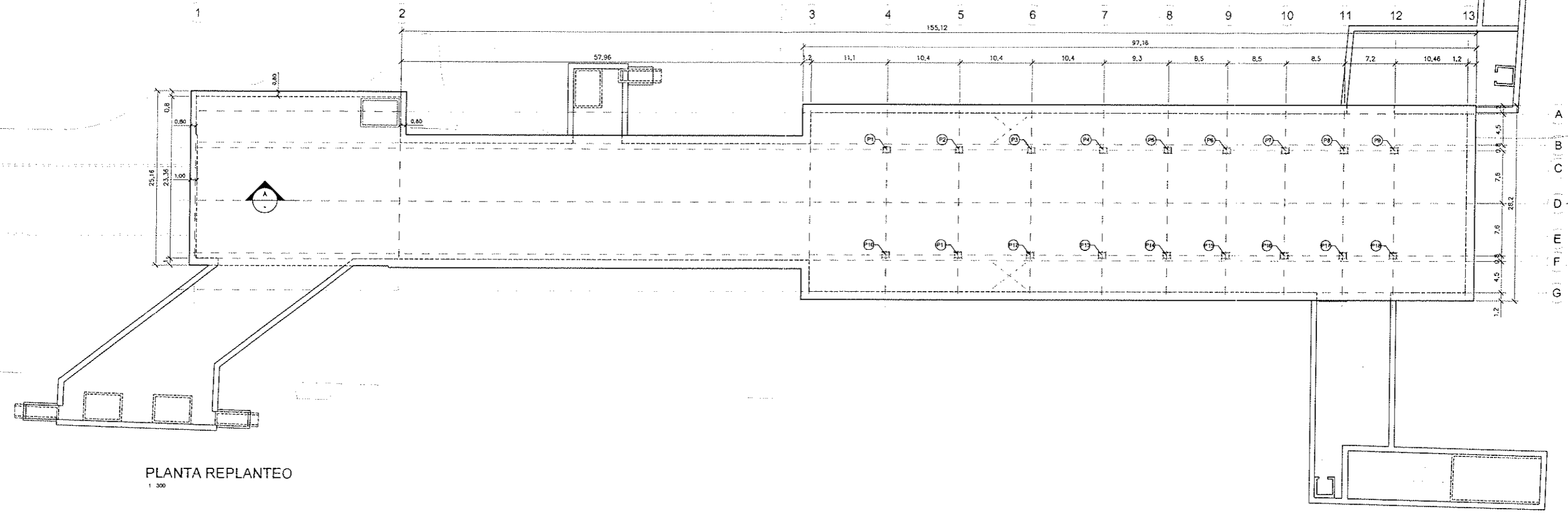


SECCIÓN B-B

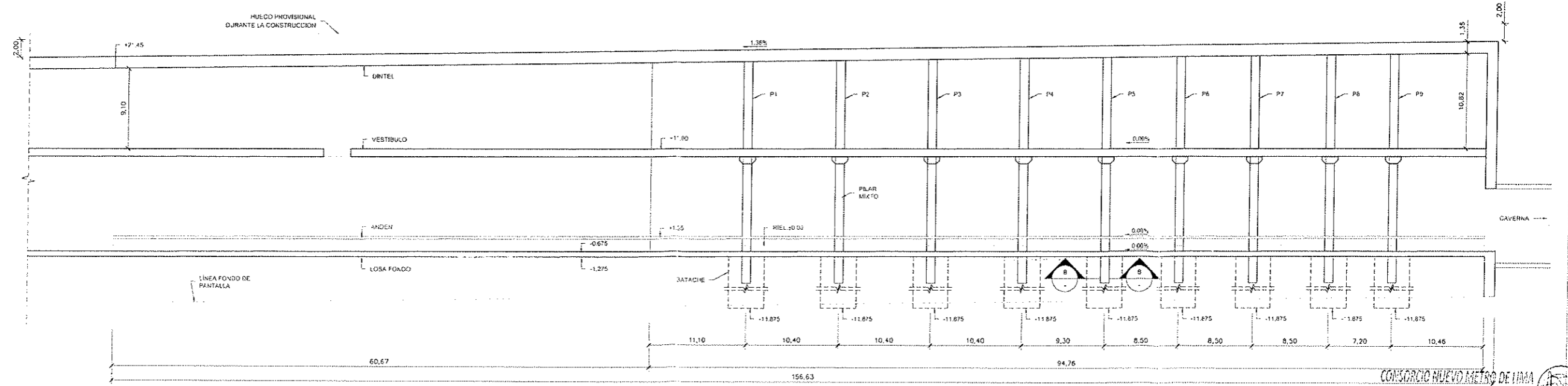
PANTALLA TIPO 1A DESPIECE POR BATACHE				
N	Ø	Uds	Long (m)	TOTAL (Kg)
1	1	80	12.00	3,816.000
1A	1	40	8.40	1,335.000
2	1 1/4	40	12.00	2,088.000
2A	1 1/4	40	6.70	1,668.300
2B	1	40	12.00	1,908.000
2C	1	40	4.40	699.600
3	1	40	8.50	1,351.500
4	1	40	7.50	1,192.500
5	3/8	744	2.90	1,160.342
6	1/2	680	2.60	1,709.136
7	5/8	146	10.40	2,368.704
8	3/4	12	12.00	324.000
8A	3/4	6	7.10	95.850
TOTAL				20,617.532

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

013896



PLANTA REPLANTEO
1/300



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1/250

REPLANTEO DE PILAS

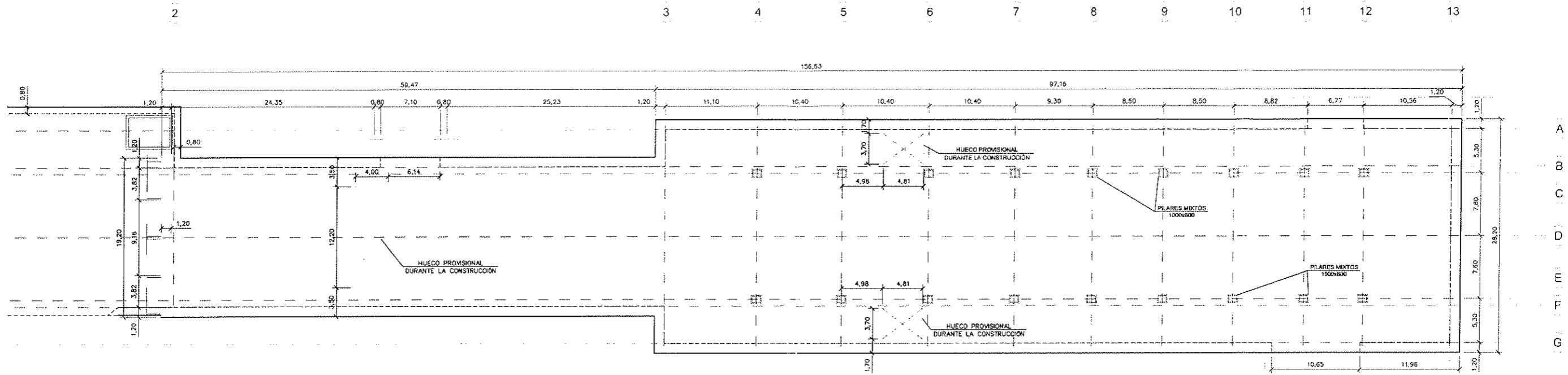
PTO	X	Y
P1	285060.192	8666166.998
P2	285069.551	8666171.513
P3	285078.929	8666176.029
P4	285088.298	8666180.544
P5	285096.676	8666184.582
P6	285104.333	8666188.272
P7	285111.590	8666191.962
P8	285119.646	8666195.652
P9	285126.132	8666198.778
P10	285086.791	8666153.306
P11	285076.180	8666157.821
P12	285085.525	8666162.336
P13	285094.897	8666166.851
P14	285103.275	8666170.889
P15	285110.932	8666174.575
P16	285118.589	8666178.270
P17	285126.245	8666181.959
P18	285132.731	8666185.085

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASARÉ GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESCALA:	INDICADAS	FECHA:	FEBRERO 2014	PLANO:	PLOC-EST-ESR-L2-20-04-CIM-P-001	HOJA:	01 de 02	REVISIÓN:	0
---------	-----------	--------	--------------	--------	---------------------------------	-------	----------	-----------	---



PLANTA CUBIERTA
1/250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=30.00m	1.20	(**)
	Zona estrecha. L=29.00m	1.20	(**)
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES						
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición	
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	30	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	40	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	30	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

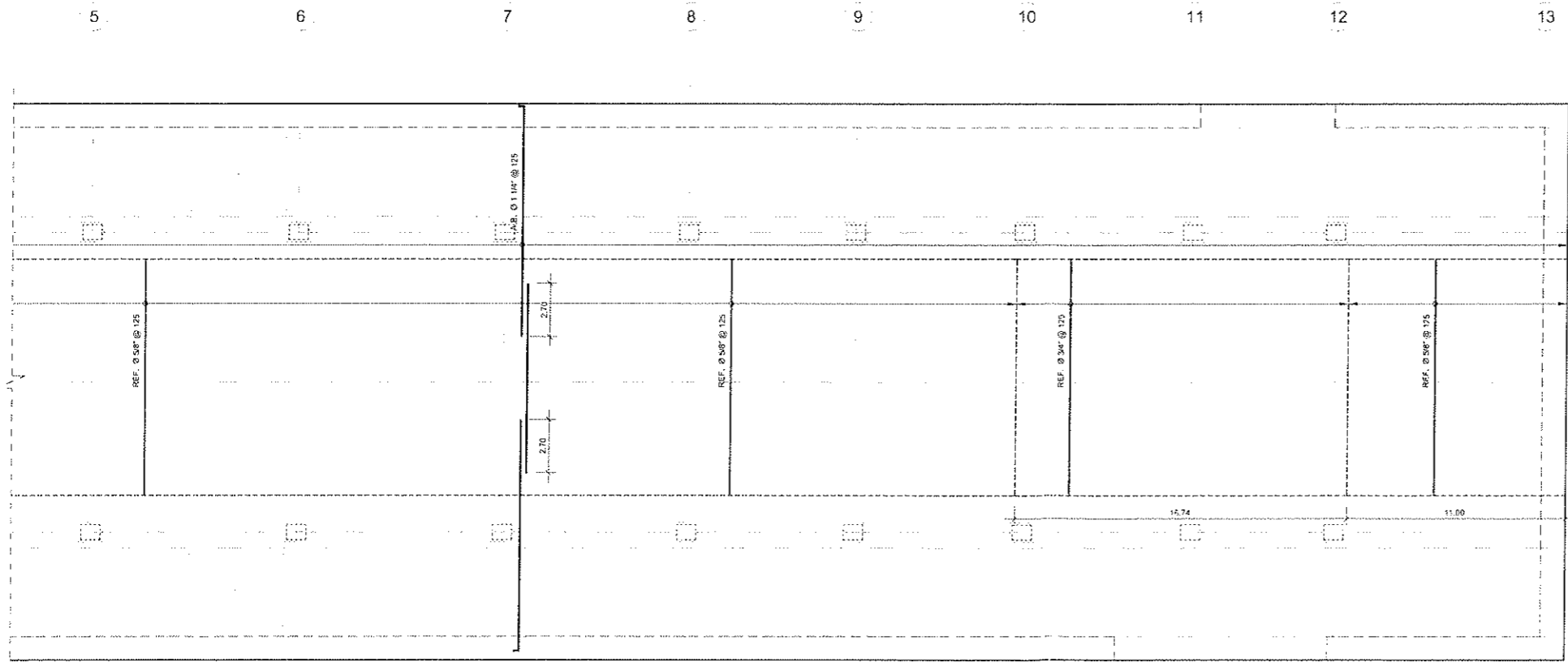
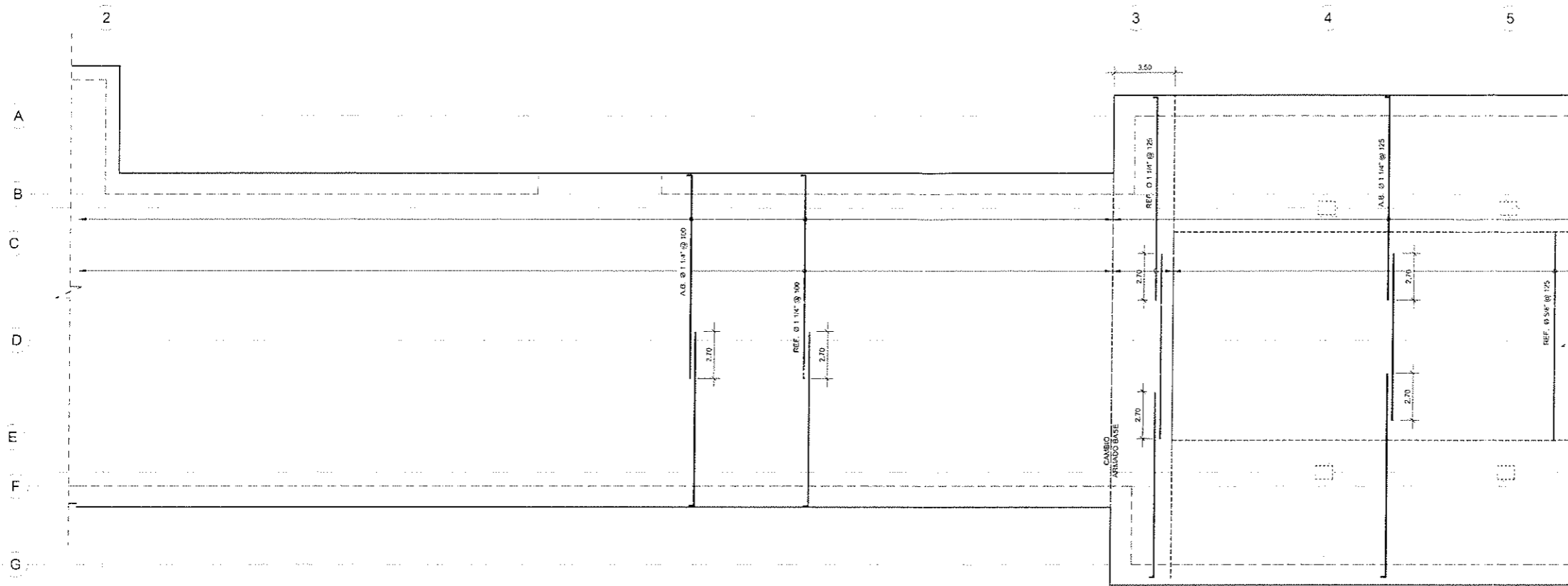
C:\Documents\Autodesk\p013996\14275\14275.dwg - 07/02/2014 - 20:15



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

FECHA: 10/20	ESTRUCTURAS ESTACIÓN EVITAMIENTO-20 PLANTA CUBIERTA
FECHA: FEBRERO 2014	PROYECTO: PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P-001
HOJA: 01 de 07	REVISOR: 0

013399



ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
1/150

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABÉ GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

C:\Users\jgarcia\Documents\Ingeniería\Proyectos\14276\14276-01-ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR\14276-01-ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR.dwg - 07/02/2014 - 20:13

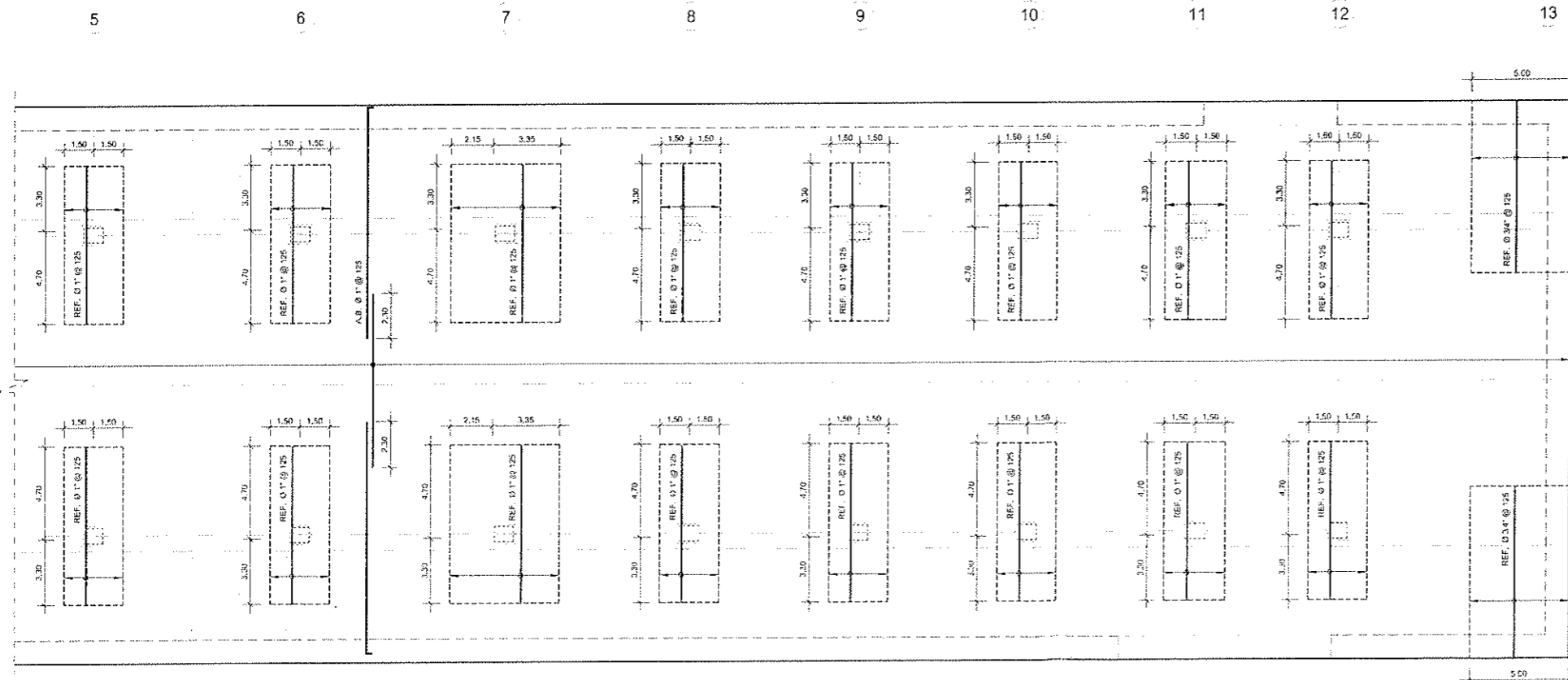
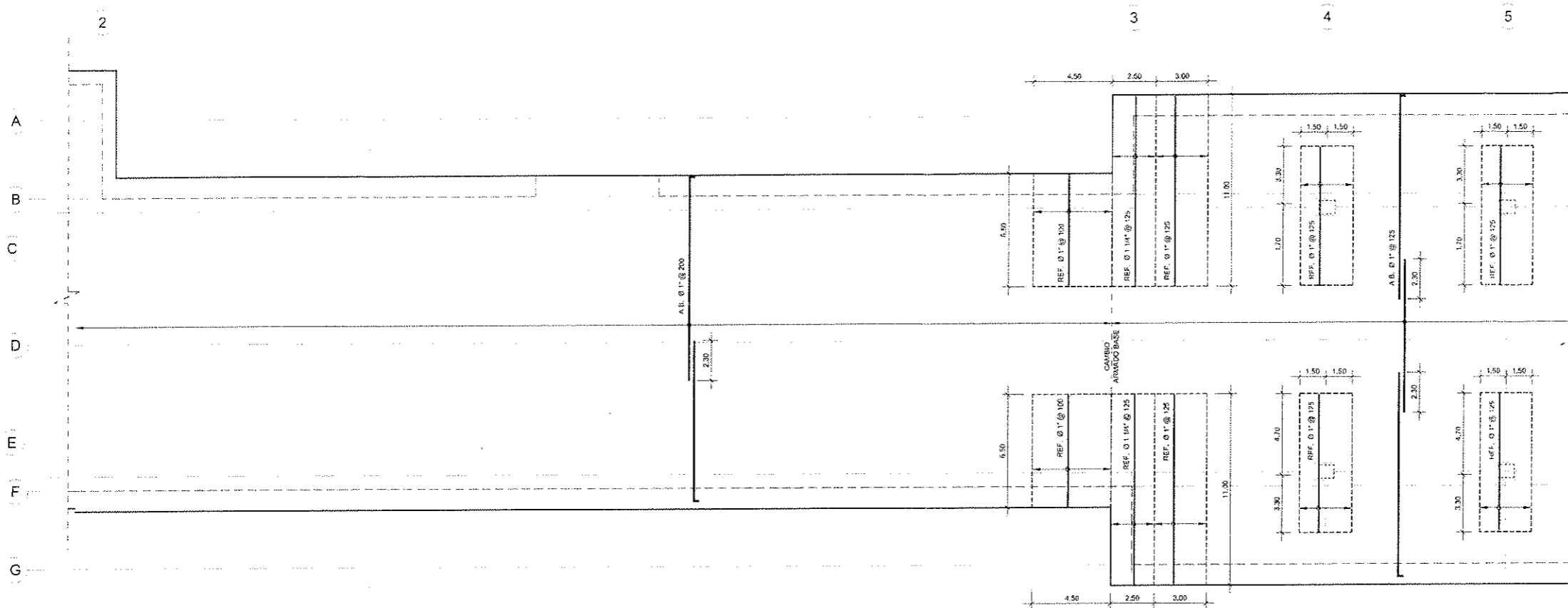


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTR. 1A
1/150
FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMIENTO-20
PLANTA CUBIERTA, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR

PROYECTO: PLOC-EST-ESR-12-20-05-CUB-P-002
FECHA: 02 de 07
0



ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR

1/150

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

\\sistemas\p006\p006-24-18\14 - documentacion temporal\403-xxx-14\almacenamiento\14277_PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P006.dwg - 07/02/2014 - 20:13



CONSULTORES



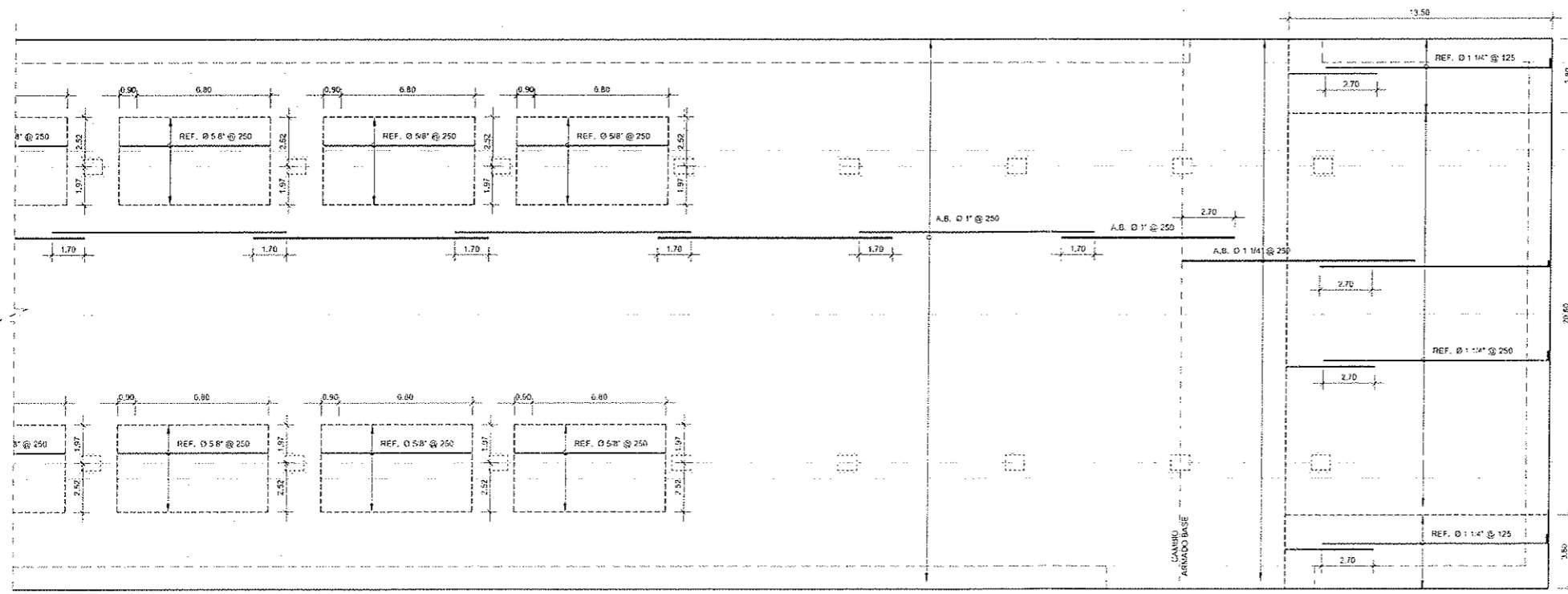
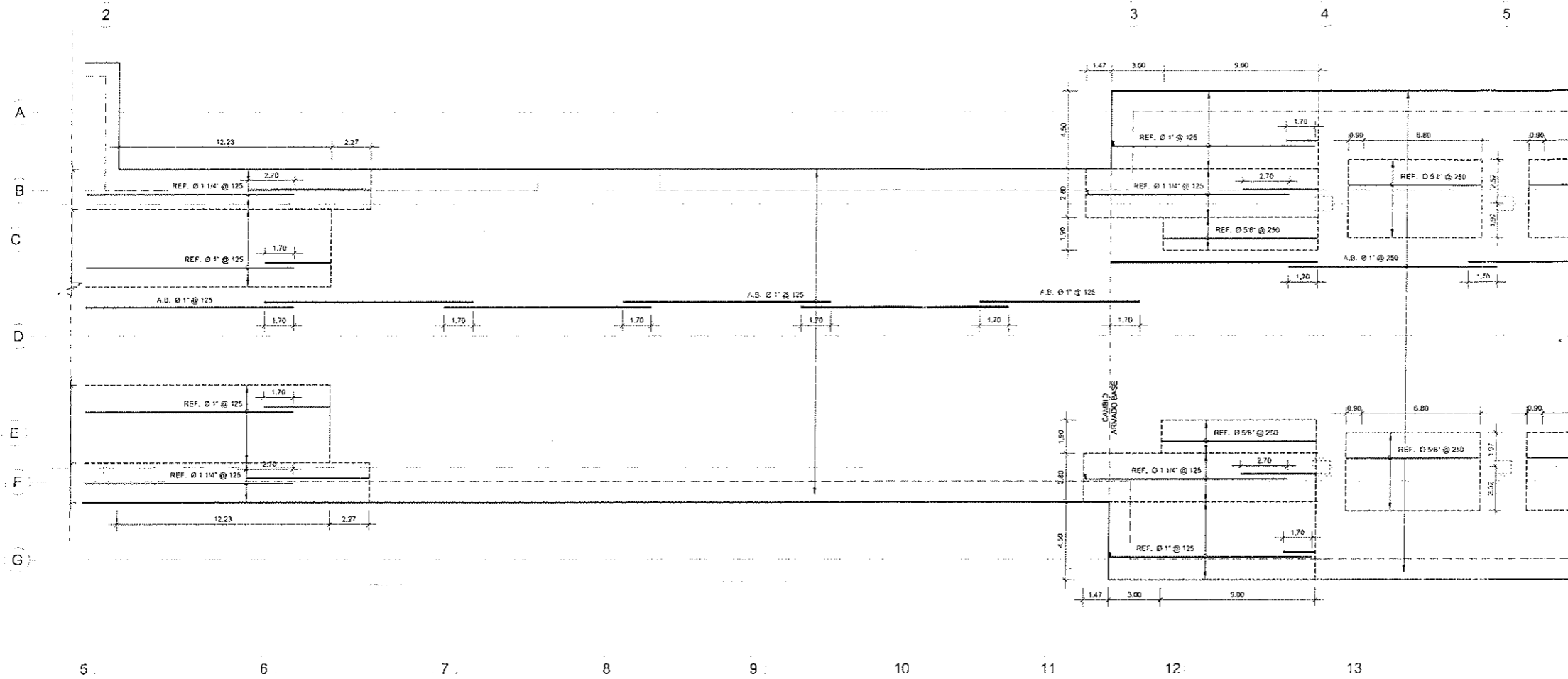
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTADO: 1/150
FECHA: FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMENTO-20
PLANTA CUBIERTA. ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR

PLANTA: PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P-003
FECHA: 03 de 07
REVISOR: 0

0701_PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P006.dwg



ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR

1/150

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Balache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

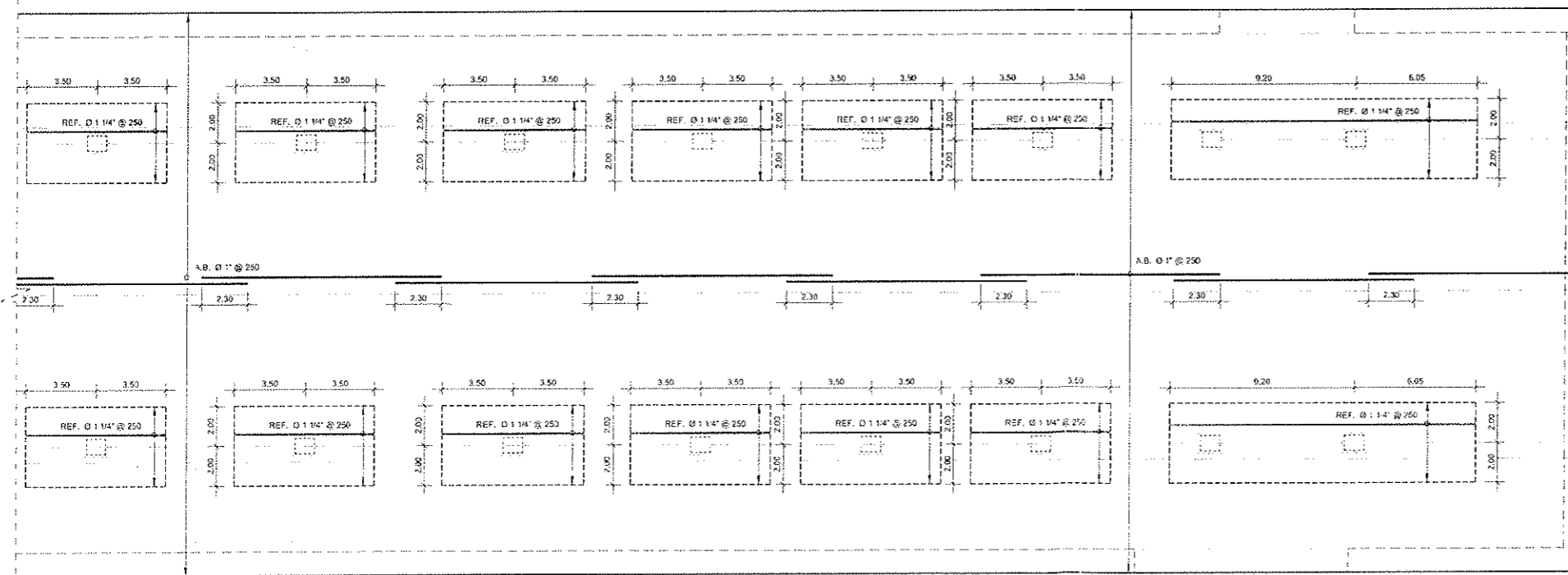
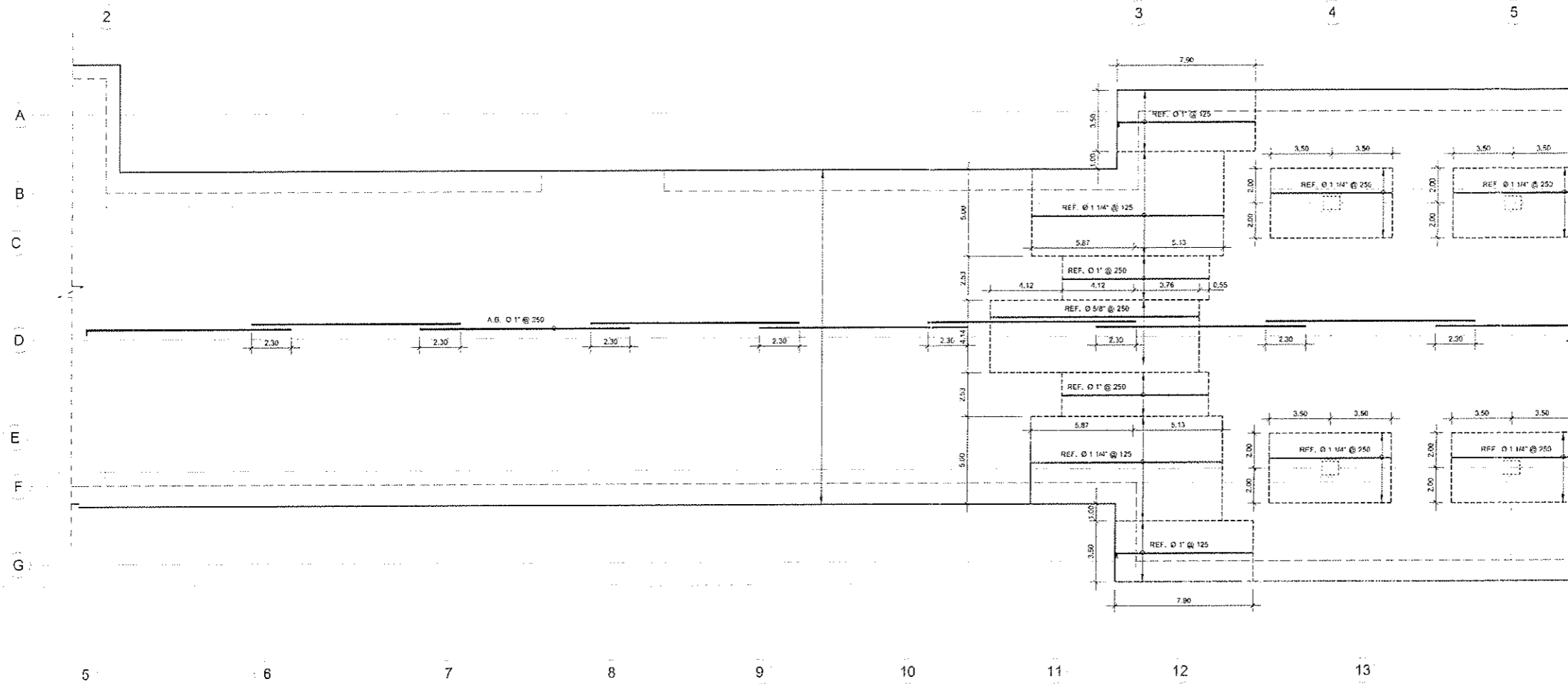
TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTR. PLAN:	1/50	ESTRUCTURAS
FECHA:	FEBRERO 2014	ESTACIÓN EVITAMENTO-20
PLANO:	PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P-004	PLANTA CUBIERTA ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
REV.:	04 de 07	0



ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR

1/150

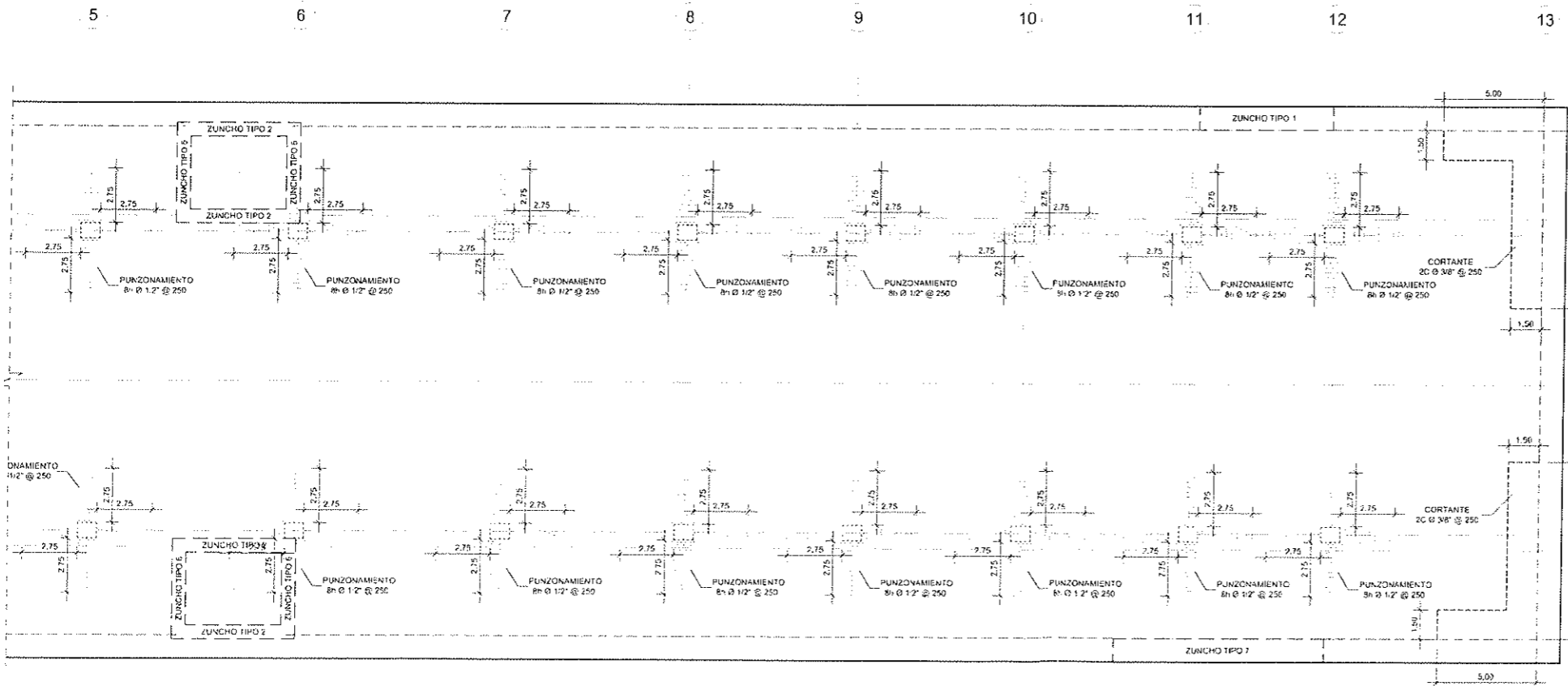
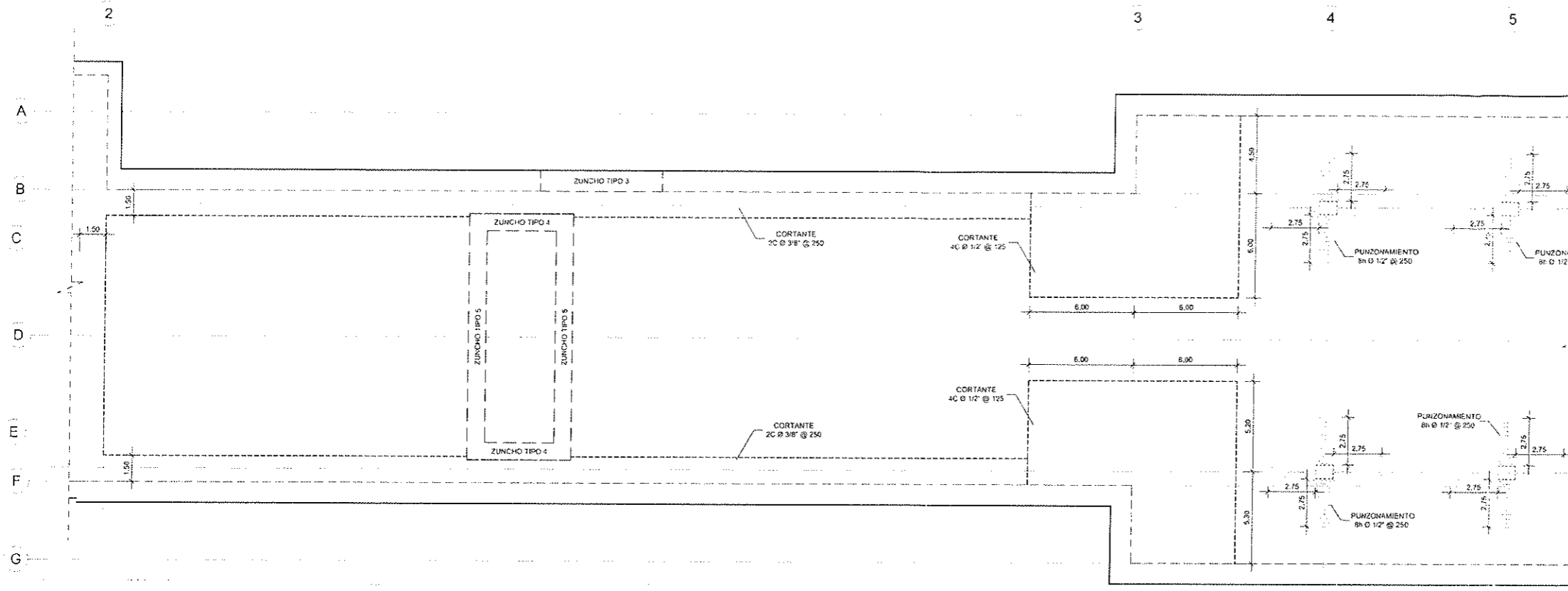
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGIA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f'c.min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post Tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGIAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	fy.min kg/cm2	fy.max kg/cm2	fu.min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-705)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



ARMADO CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

1/150

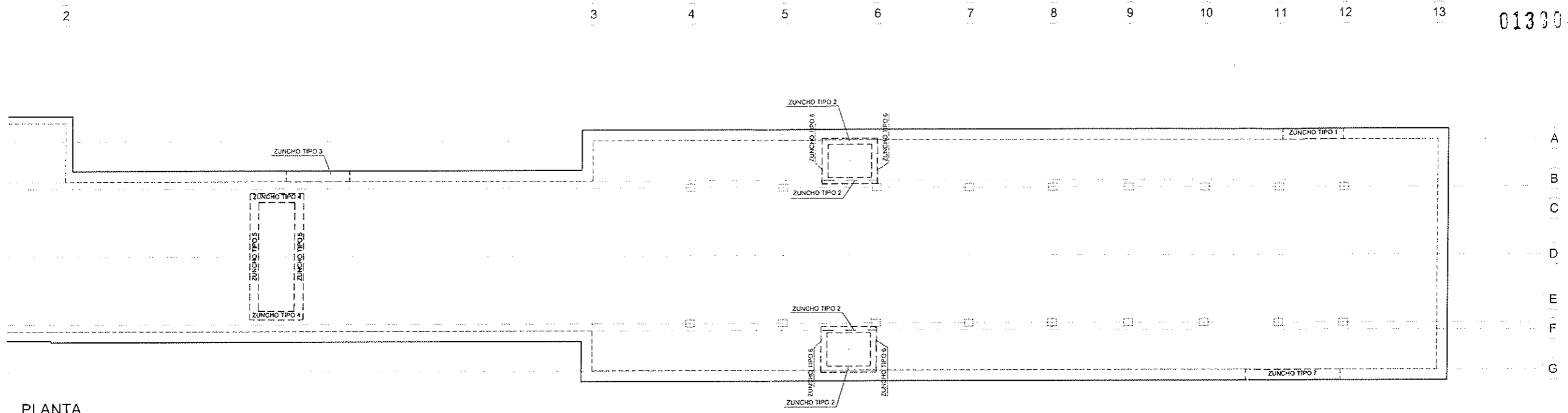
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

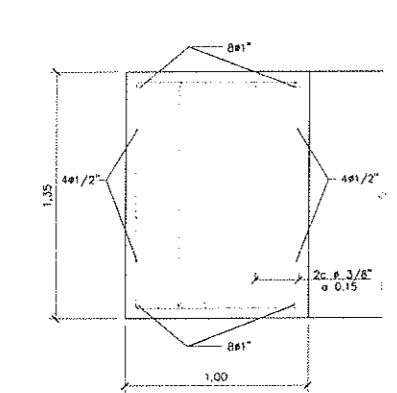
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

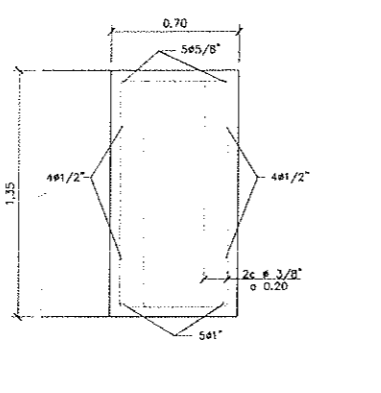
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4009



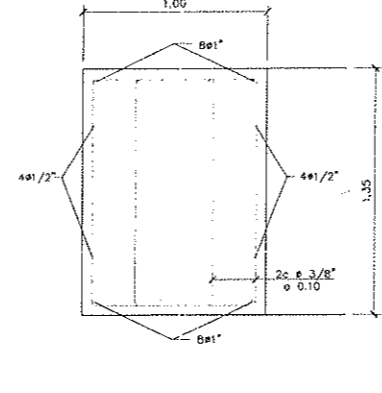
PLANTA
1/250



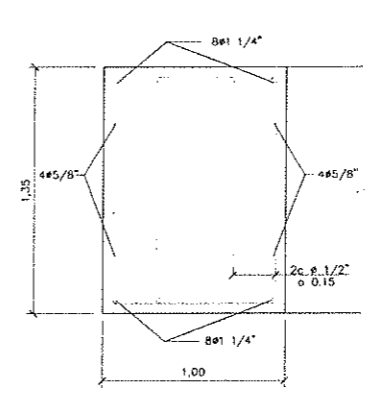
ZUNCHO TIPO 1
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



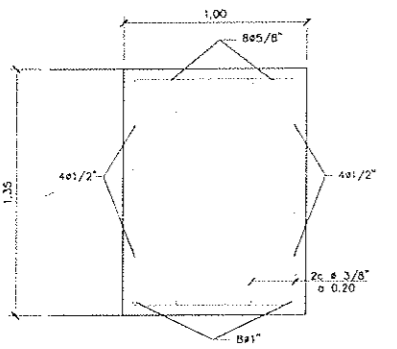
ZUNCHO TIPO 2
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



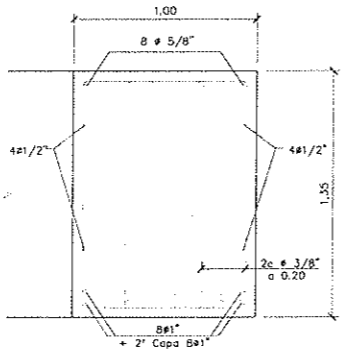
ZUNCHO TIPO 3
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



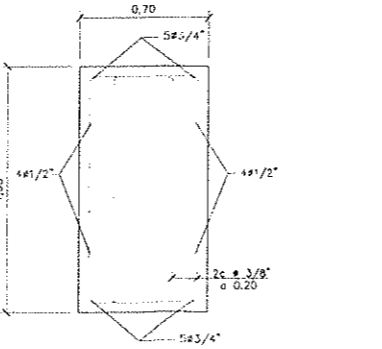
ZUNCHO TIPO 7
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



ZUNCHO TIPO 4
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



ZUNCHO TIPO 5
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20



ZUNCHO TIPO 6
SECCIÓN TRANSVERSAL
1/20

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Balache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr. 60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr. 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



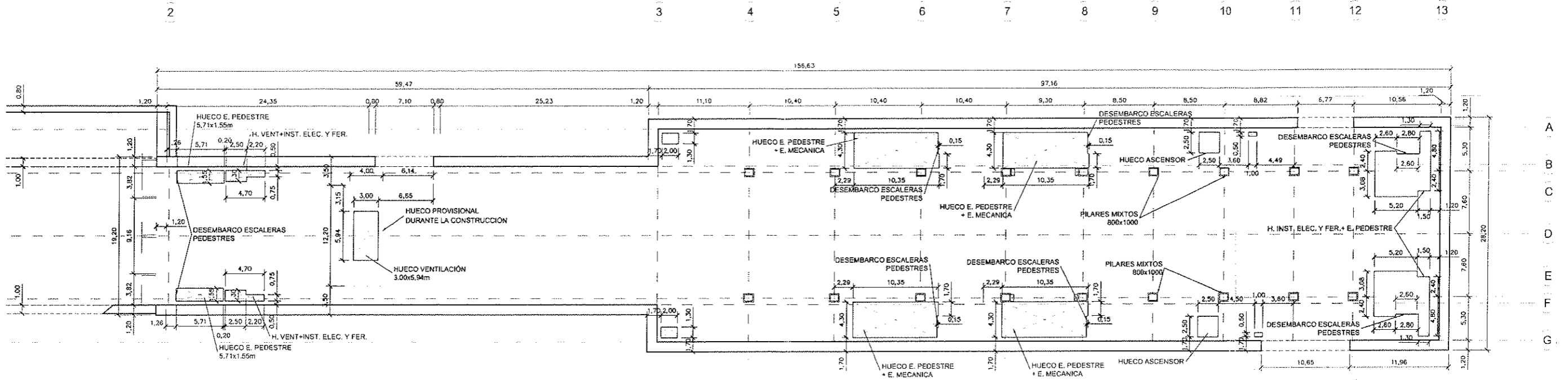
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN EVITAMIENTO-20
DEFINICIÓN Y ARMADO DE ZUNCHOS

PLANO N° PLOC-EST-ESR-L2-20-05-CUB-P-007

FECHA: FEBRERO 2014

07 de 07



PLANTA VESTIBULO
1/250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=30.00m	1.20	(**)
	Zona estrecha. L=29.00m	1.20	(**)
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
	VIGAS PRETENSADAS	-	-
MUIROS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUIROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

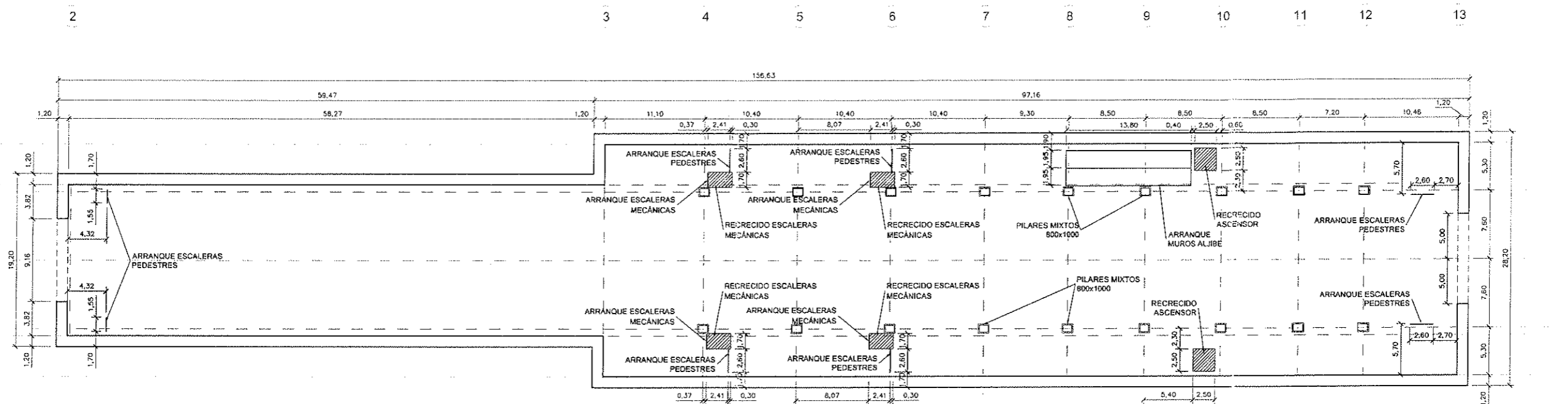
TIPOLOGÍA DE HORMIGONES						
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición	
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	30	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	40	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	30	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS					
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²	
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600	
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--	
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000	



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

FECHA: FEBRERO 2014	ESTRUCTURAS ESTACIÓN EVITAMENTO-20 PLANTA VESTIBULO
PUBLICADO: PLOC-EST-ESR-L2-20-06-VES-P-001	01 de 01



PLANTA LOSA FONDO

1:250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ³)
PANTALLAS	Zona ancha, L=30.00m	1.20	(**)
	Zona estrecha, L=29.00m	1.20	(**)
	Bataches en Pilas, L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel, Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel, Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestibulo, Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo, Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

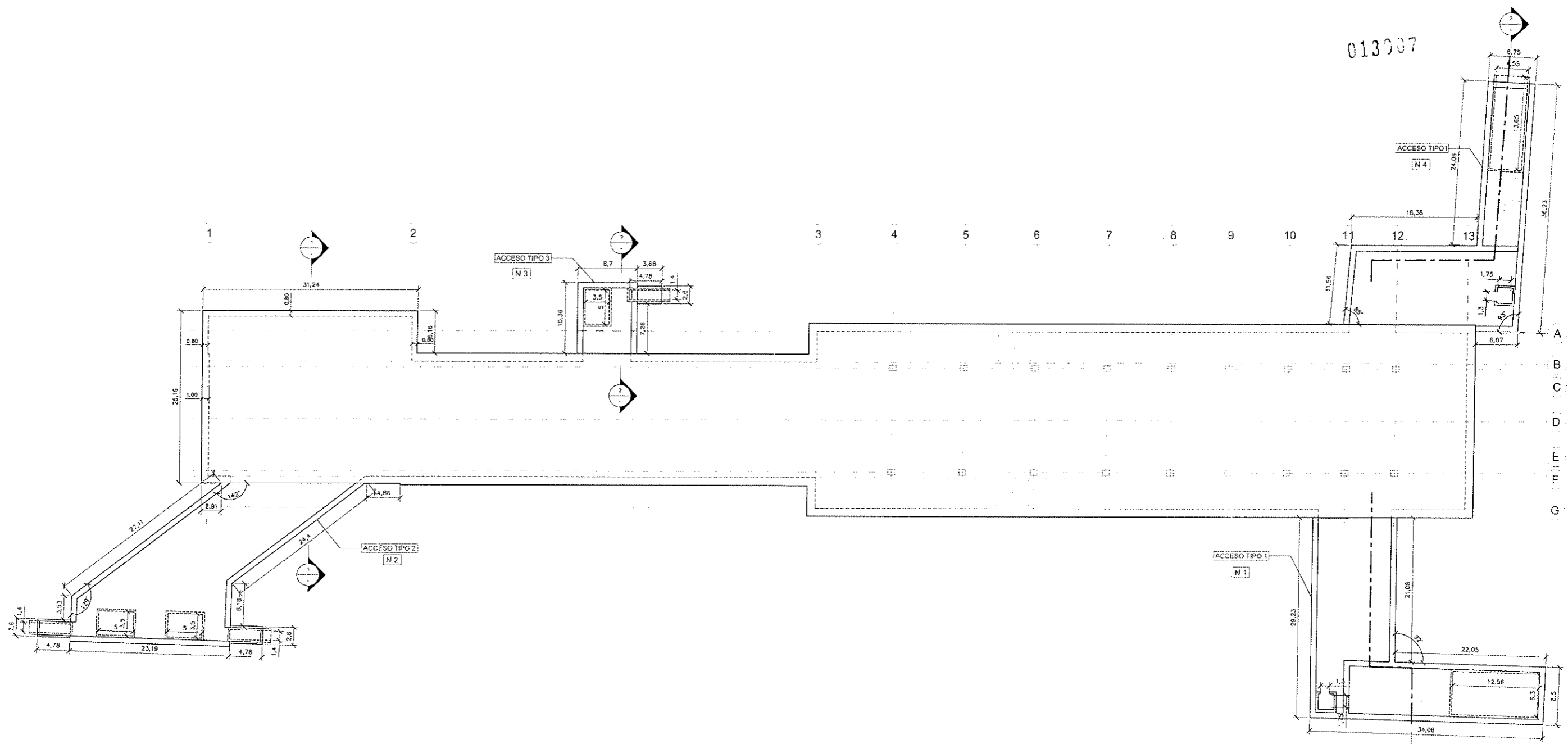
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

D:\Proyectos\Estaciones\0701_PLOC-est-esr-20-07-lsf-p-001.dwg - C:\Users\jgarcia\Documents\0701_PLOC-est-esr-20-07-lsf-p-001.dwg - 07/02/2014 - 20:19

013007



PLANTA ACCESOS
1 300

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c , min Mpa	f _c , diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovetas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

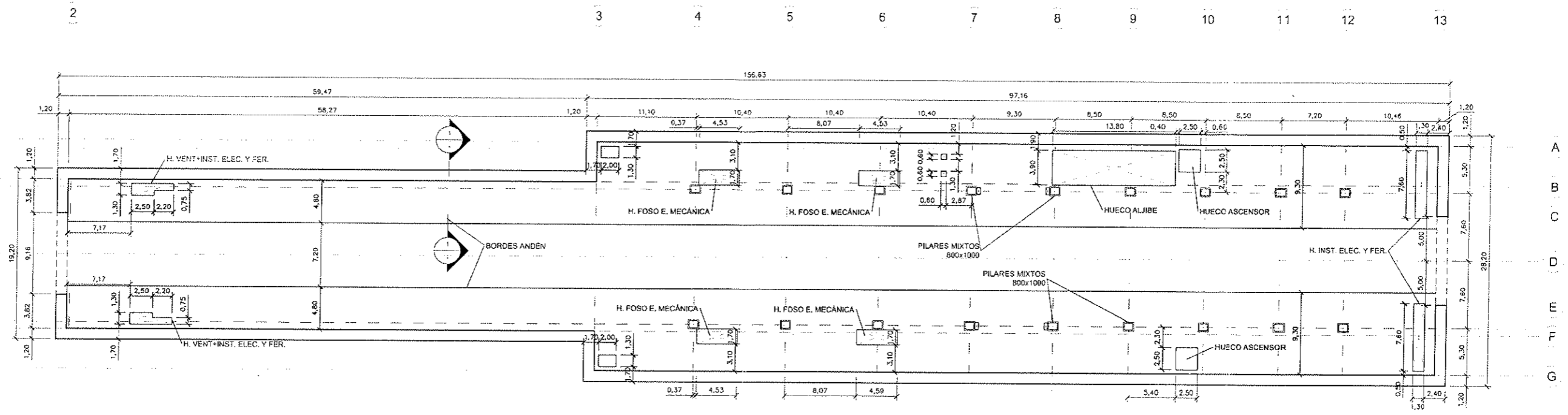
TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y , min kg/cm ²	f _y , max kg/cm ²	f _u , min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	400v

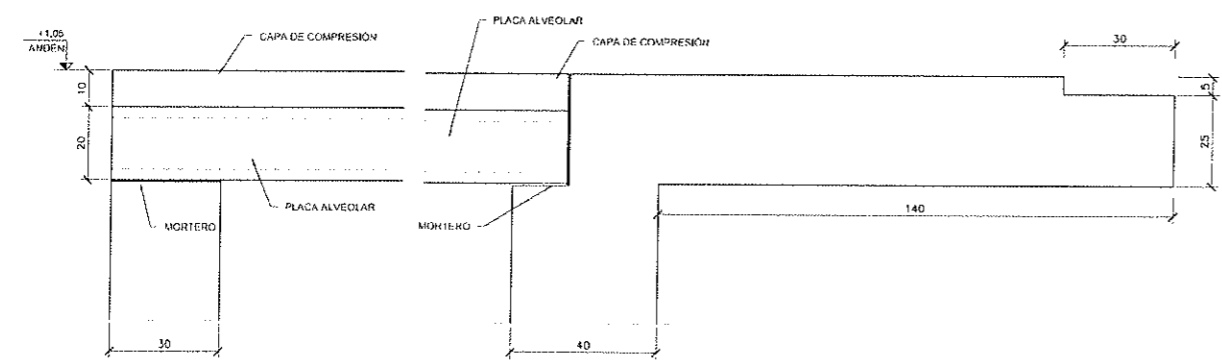


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

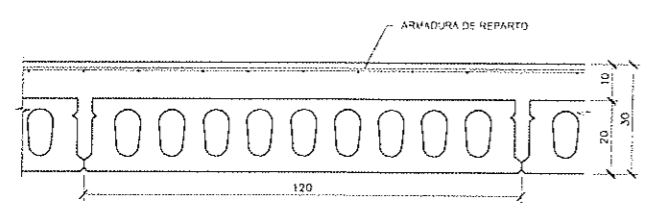
ESCALA: 1:200	FECHA: FEBRERO 2014	ESTRUCTURAS ESTACIÓN EVITAMENTO-20 PLANTA ACCESOS	PROYECTO: PLOC-EST-ESR-L2-20-08-ACC-P-001	HOJA: 61 de 62	VERSIÓN: 0
---------------	---------------------	---	---	----------------	------------



PLANTA ANDÉN
1 250



SECCIÓN 1-1
1 10
COTAS EN cm



DETALLE PLACA ALVEOLAR
1 10
COTAS EN cm

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Balache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr. 60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre Post Tensionado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr. 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



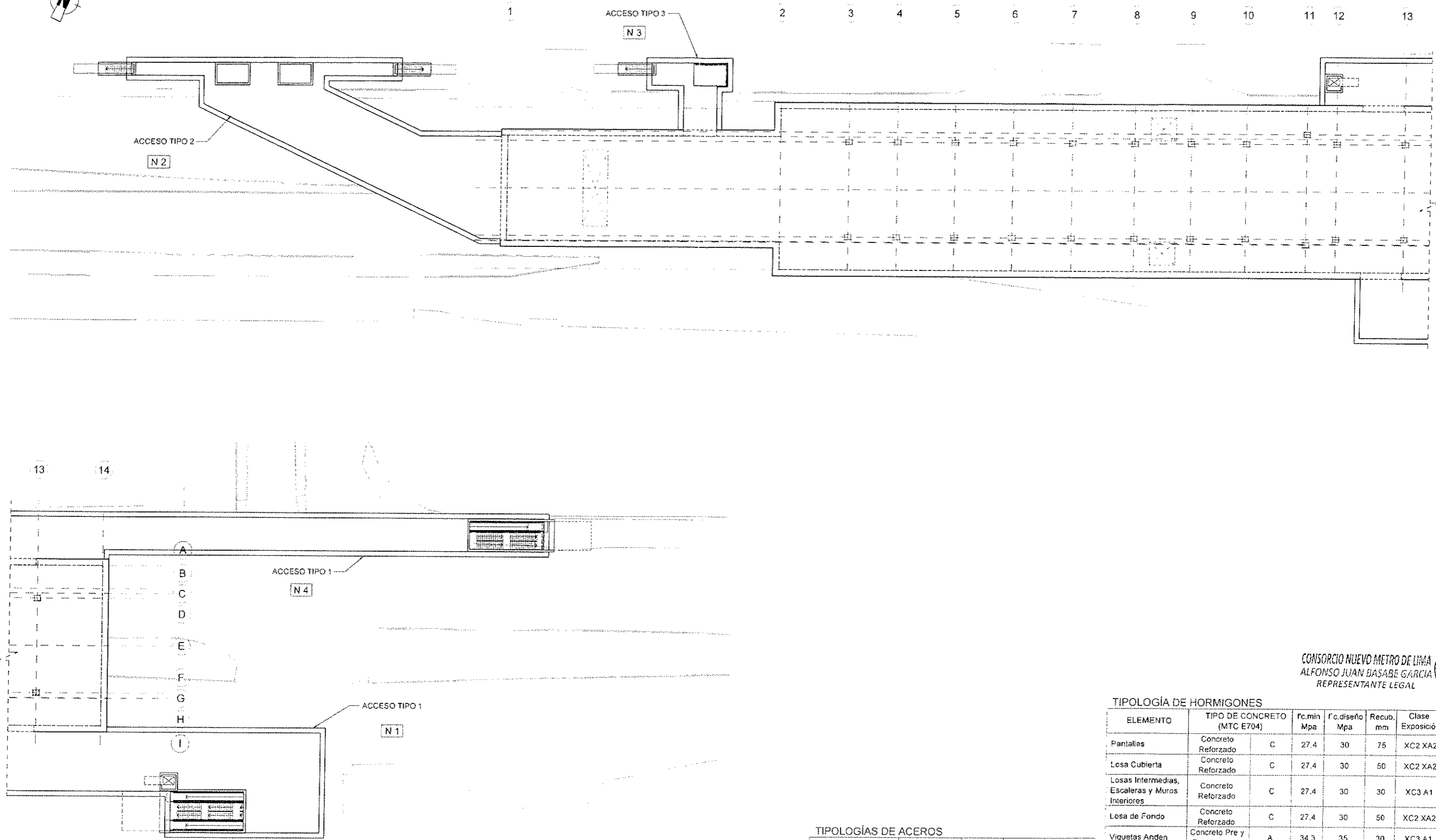
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

INDICADAS
FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS ESTACION EVITAMIENTO-20 PLANTA ANDÉN

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA REPRESENTANTE LEGAL

BLOC-EST-ESR-L2-20-09-AND-P-001
01 de 01
0



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

PLANTA
1/300



CONSULTORES



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

1/300
FEBRERO 2014

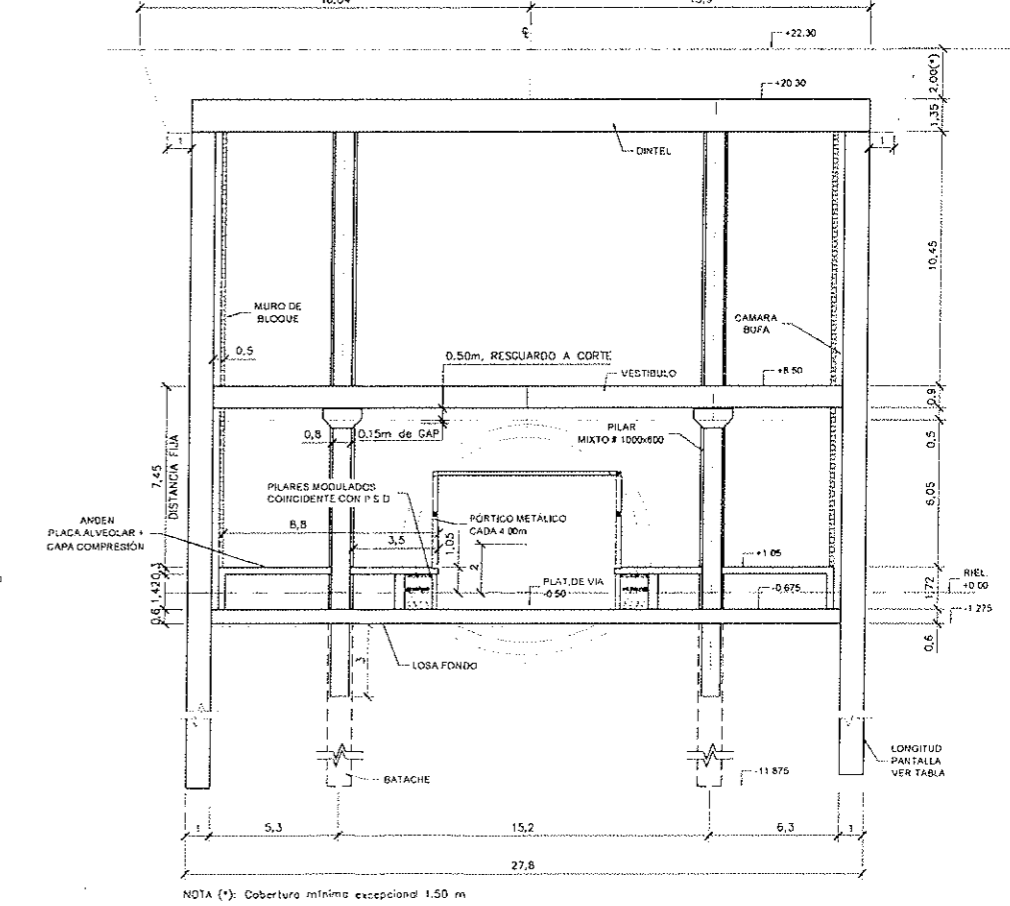
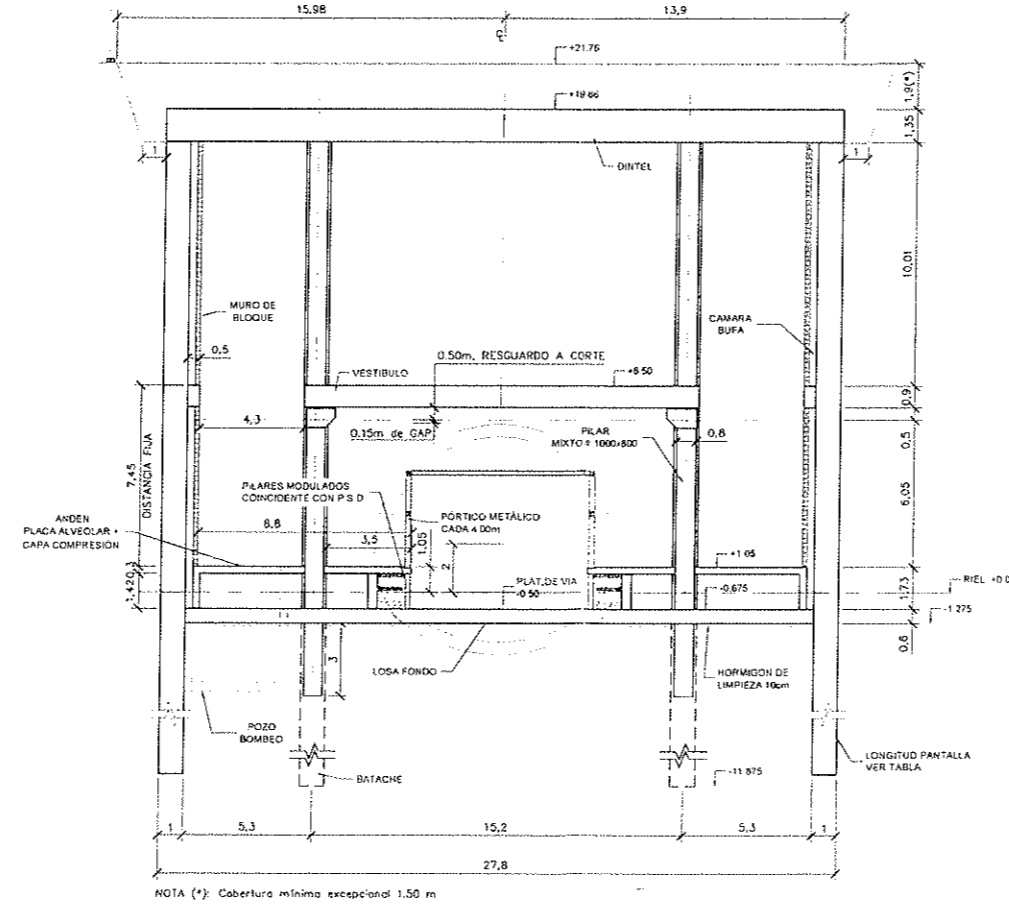
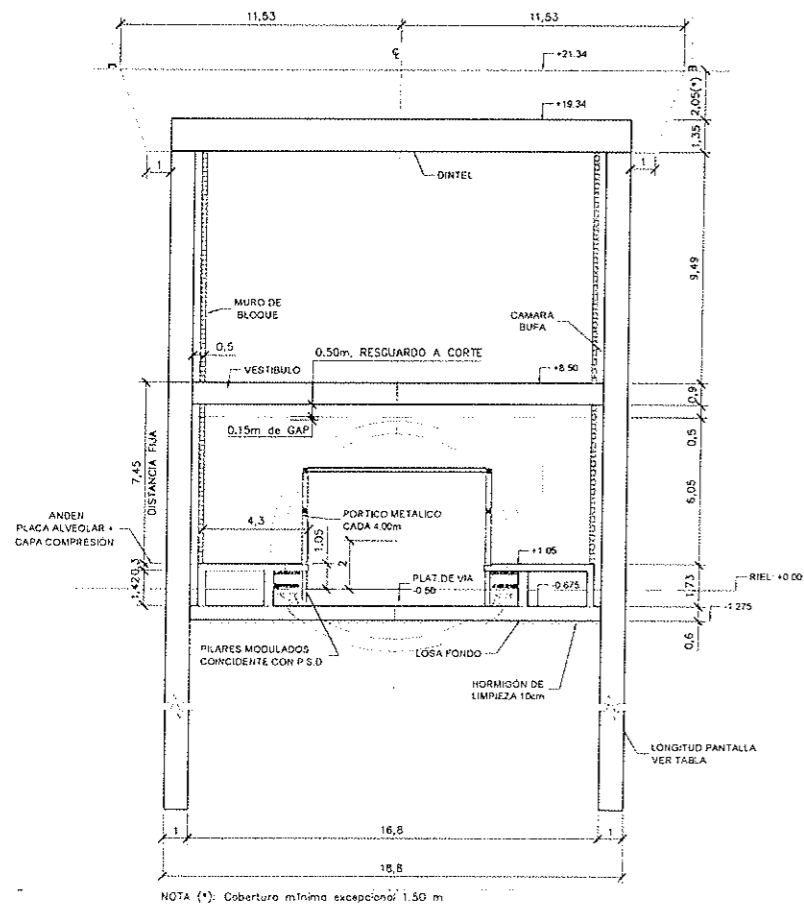
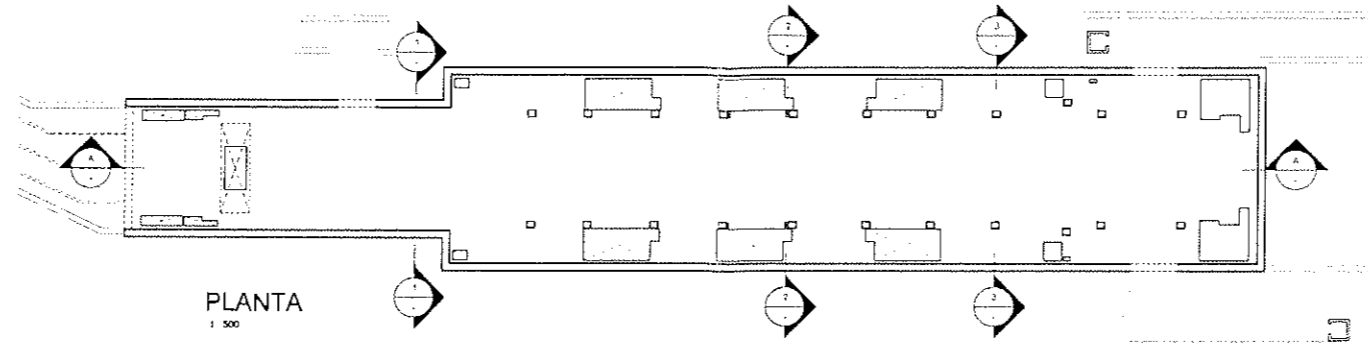
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA

PLOC-EST-ESR-L2-21-01-DGE-P-001

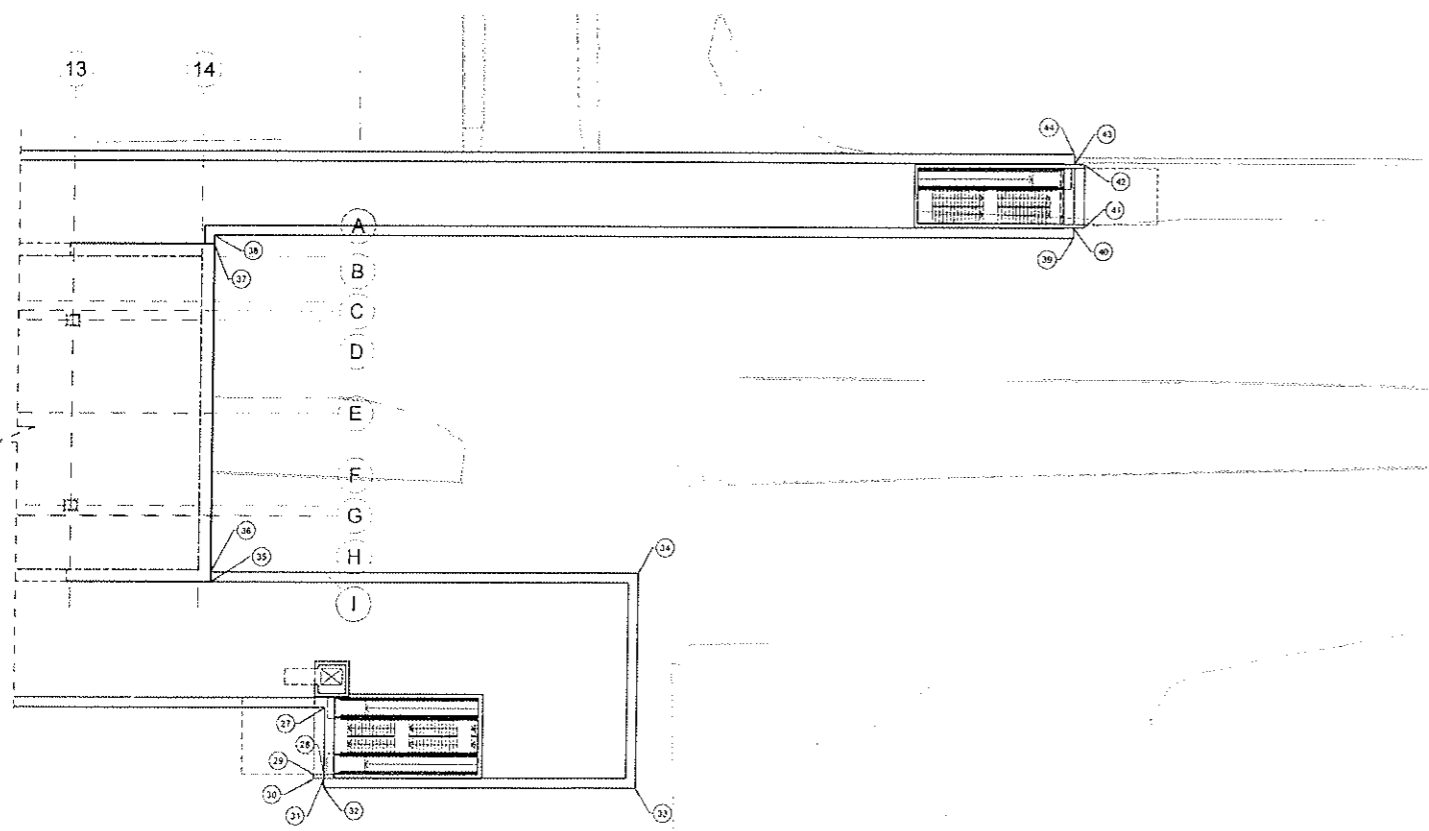
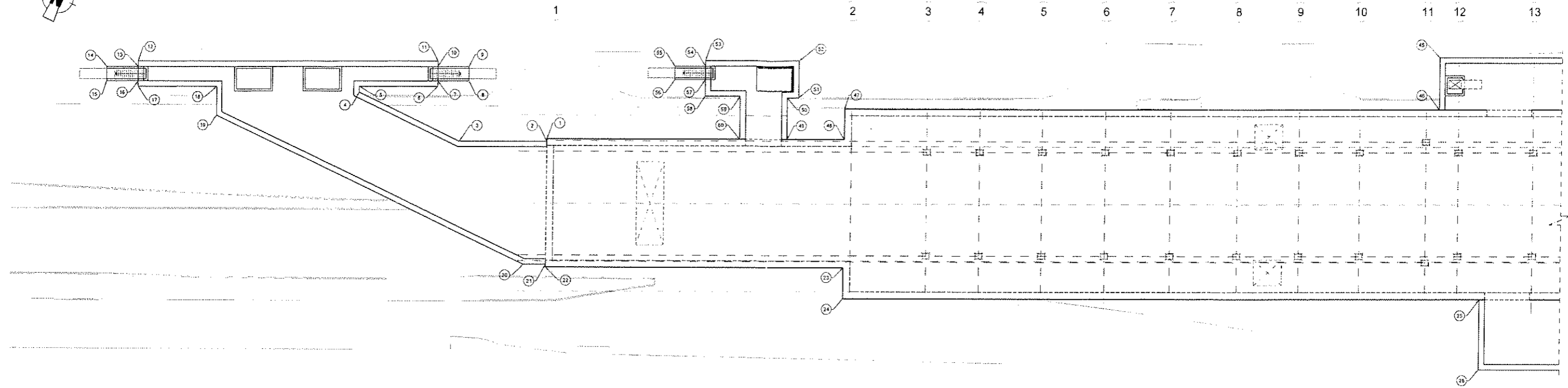
01 de 03

\\sbs\proyectos\proyectos\03\03-000-1\mod.01\planos\1-220\1_Ploc-est-esr-21-01-dge-p001-p003.dwg - 07/02/2014 - 20:10

013010



CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA REPLANTEO

1/300

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	285964.245	866554.786
2	285964.408	866554.421
3	285952.695	866559.196
4	285936.226	866559.655
5	285935.878	866560.428
6	285946.456	866565.189
7	285946.128	866565.919
8	285950.304	866567.799
9	285949.442	866569.714
10	285945.268	866567.834
11	285944.938	866566.563
12	285904.915	866556.503
13	285905.143	866549.774
14	285900.967	866547.804
15	285901.829	866545.979
16	285906.905	866547.869
17	285906.333	866547.720
18	285918.811	866551.891
19	285918.644	866545.041
20	285969.740	866546.644

PTO	X	Y
21	285971.740	866547.982
22	285971.903	866547.617
23	286011.865	866565.442
24	286013.698	866561.333
25	286098.917	866599.346
26	286103.116	866589.932
27	286129.346	866601.632
28	286131.586	866596.609
29	286130.814	866596.265
30	286130.956	866595.945
31	286131.729	866596.289
32	286132.034	866595.605
33	286155.286	866606.021
34	286148.173	866622.193
35	286116.415	866607.151
36	286116.089	866607.882
37	286106.030	866632.540
38	286104.793	866633.207
39	286169.033	866691.862
40	286168.667	866662.638

PTO	X	Y
41	286169.463	866662.984
42	286167.345	866667.733
43	286166.569	866667.387
44	286166.223	866668.163
45	286076.906	866629.215
46	286082.015	866622.246
47	286002.373	866596.721
48	286004.207	866592.612
49	285996.476	866579.164
50	285993.981	866584.759
51	285995.494	866586.435
52	285993.292	866590.365
53	285989.766	866584.778
54	285981.092	866584.047
55	285976.909	866582.181
56	285977.724	866580.355
57	285981.907	866582.221
58	285982.887	866580.024
59	285987.559	866592.108
60	285990.131	866576.334

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA REPLANTEO
PLOC-EST-ESR-L2-21-02-REP-P-001
01 de 01 0

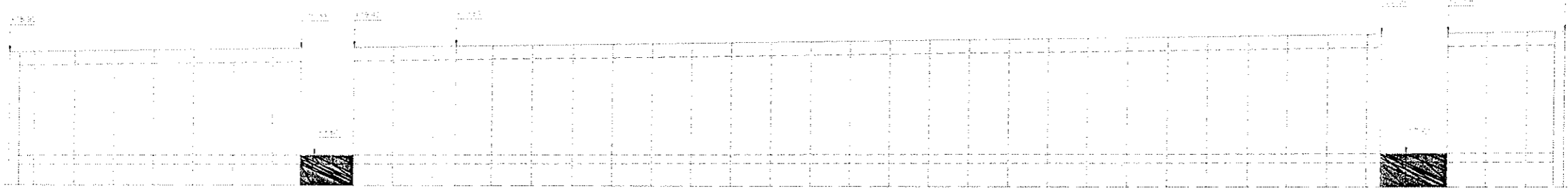
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

013914

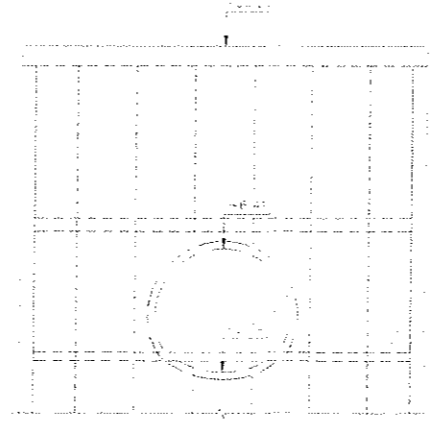
A
B
C
D
E
F
G
H
I



PLANTA ESTACIÓN
1:250



VISTA 1
1:250



VISTA 2
1:250

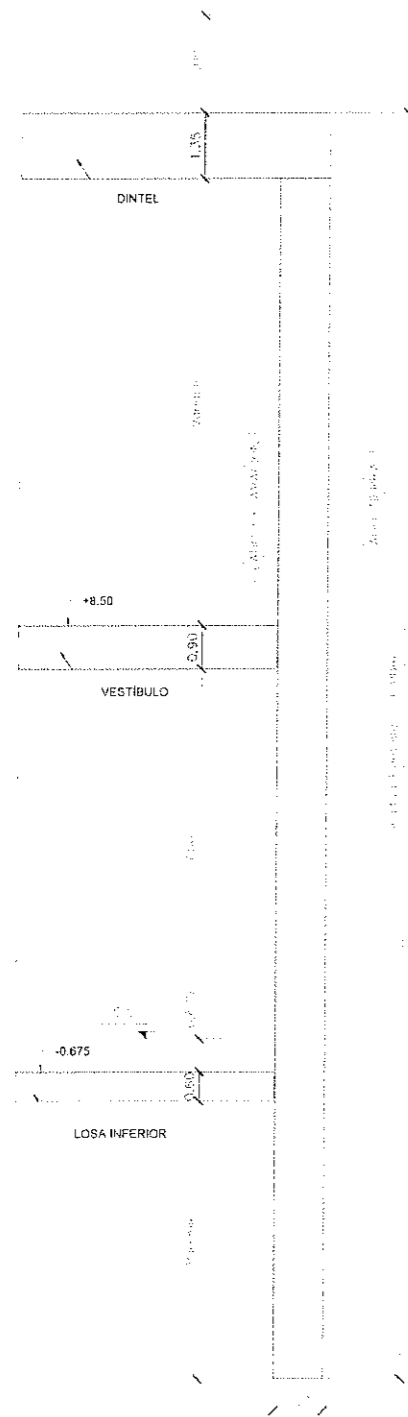
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=27.00m	1.00	(**)
	Zona estrecha. L=26.00m	1.00	(**)
	Balaches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

D:\carretera\proyectos\2014\documentacion\temporal\p03-xx-xx-1\carretera\2014\planos\1-21-03-pan-p001-p003.dwg - 07/02/2014 - 20:05



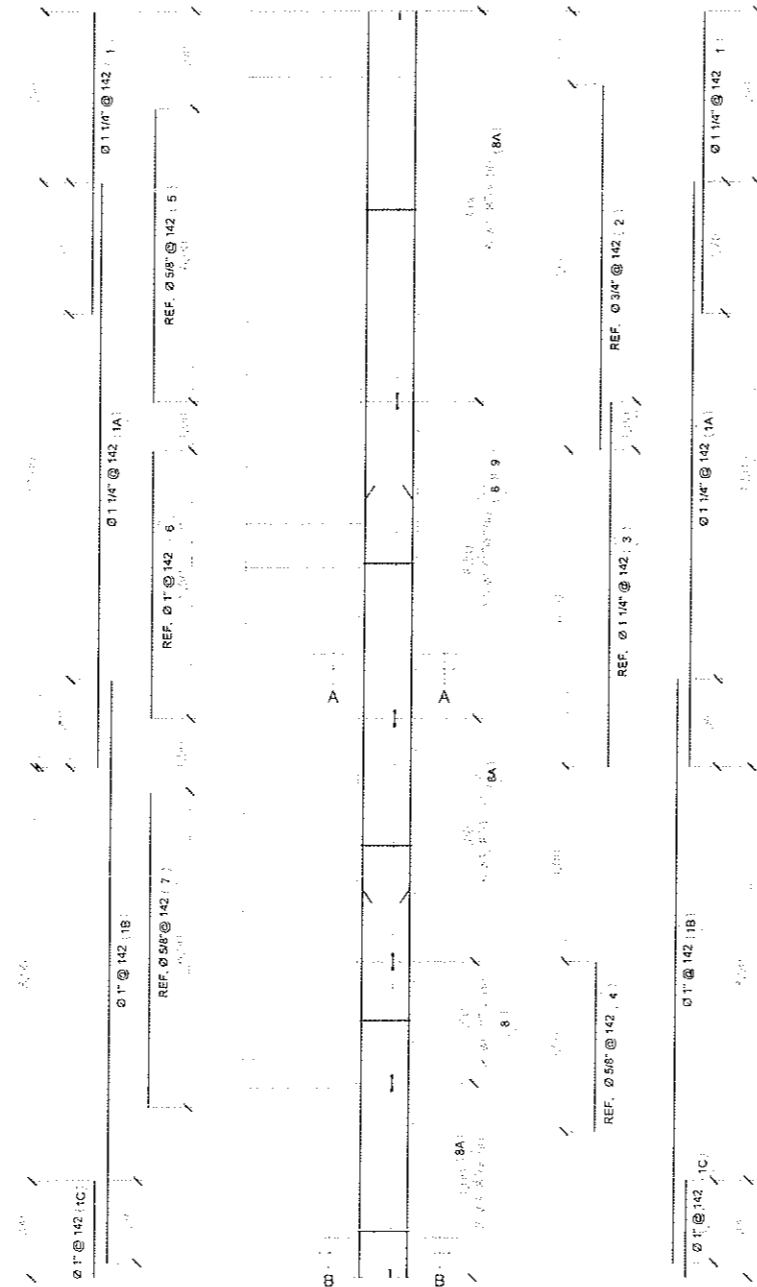
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PANTALLAS PLANTA
FEBRERO 2014
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL



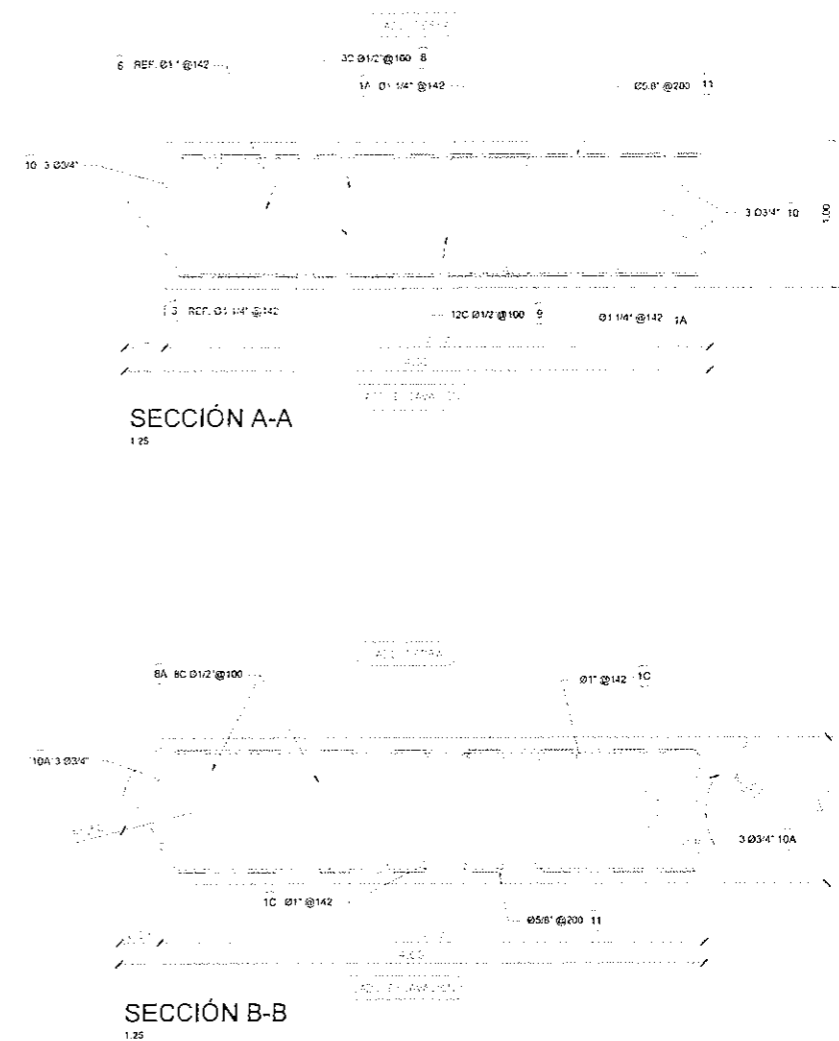
PANTALLA TIPO 1A. DEFINICIÓN

175



PANTALLA TIPO 1A. ARMADO

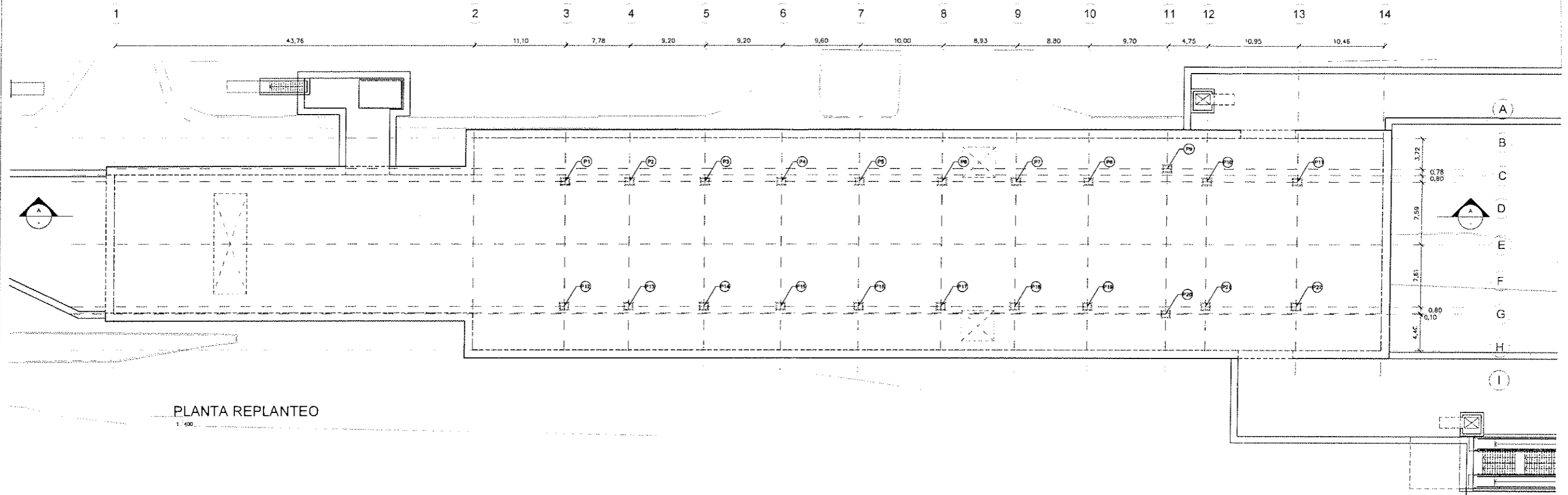
175



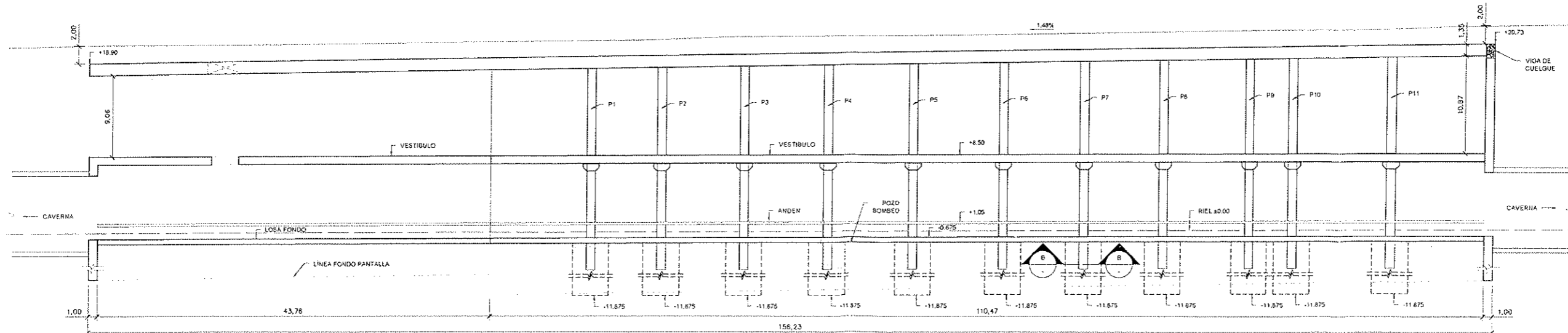
PANTALLA TIPO 1A
DESPIECE POR BATACHE

N	Ø	Uds	Long (m)	TOTAL (Kg)
1	1 1/4	56	6.20	2 161.320
1A	1 1/4	56	12.00	4 183.200
1B	1	56	12.00	2 671.200
1C	1	56	2.00	445.200
2	3/4	28	7.50	472.500
3	1 1/4	28	7.50	1 307.250
4	5/8	28	3.50	152.880
5	5/8	28	6.00	262.080
6	1	28	5.50	612.150
7	5/8	28	6.50	283.920
8	1/2	380	2.55	965.125
8A	3/8	704	2.55	999.930
9	1/2	272	2.55	690.826
10	3/4	12	12.00	324.000
10A	3/4	5	5.20	70.200
11	5/8	131	10.40	2 125.344
TOTAL				17.727.125

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA REPLANTEO
1:400



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1:250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

REPLANTEO DE PILAS

PTO	X	Y
1	286015.990	8666586.897
2	286023.096	8666589.096
3	286031.436	8666592.814
4	286039.500	8666596.552
5	286048.667	8666600.473
6	286057.800	8666604.547
7	286065.959	8666608.186
8	286073.955	8666611.771
9	286082.212	8666617.162
10	286087.191	8666617.657
11	286097.191	8666622.117
12	286022.182	8666572.015
13	286029.288	8666575.185
14	286037.690	8666578.933
15	286046.092	8666582.680
16	286054.859	8666586.591
17	286063.992	8666590.655
18	286072.151	8666594.304
19	286080.187	8666597.889
20	286089.414	8666601.476
21	286093.383	8666603.776
22	286103.583	8666606.236



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

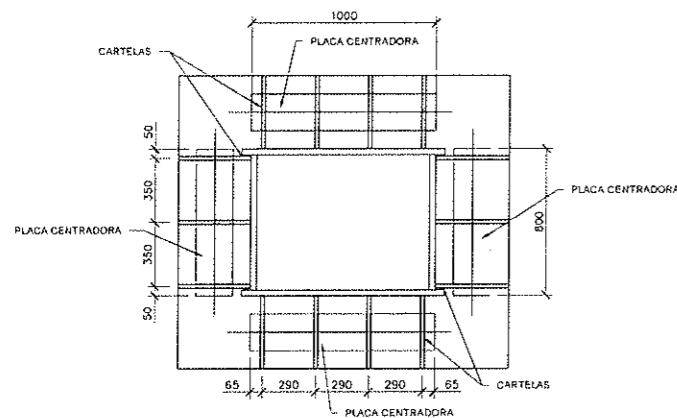
ESTAD. CIV. INJENIERAS
FECHA: FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN OVALO SANTA ANITA-21
CIMENTACIÓN
PLOC-EST-ESR-L2-21-04-CIM-P-001
01 de 02

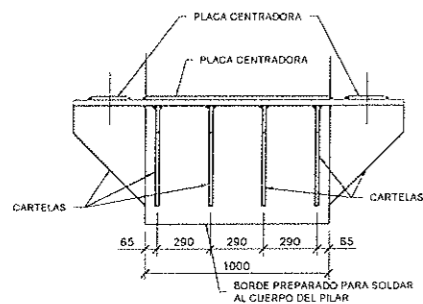
013318

MÉNSULAS APOYO NIVEL VESTÍBULO. TIPO 1

1:20
COTAS EN mm



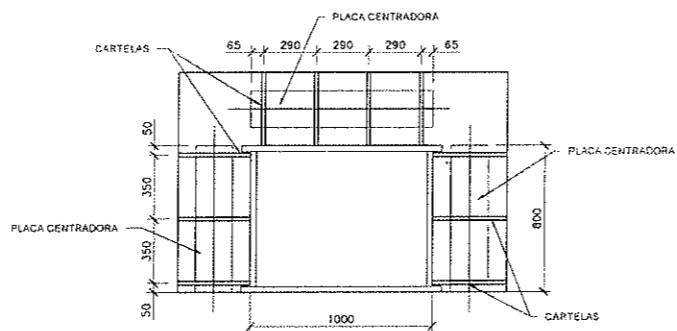
PLANTA



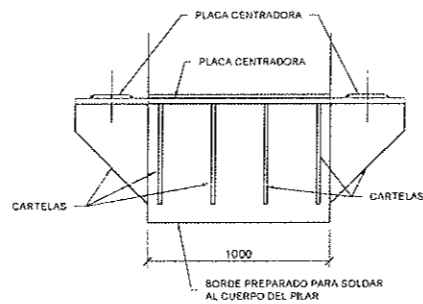
ALZADO

MÉNSULAS APOYO NIVEL VESTÍBULO. TIPO 2

1:20
COTAS EN mm



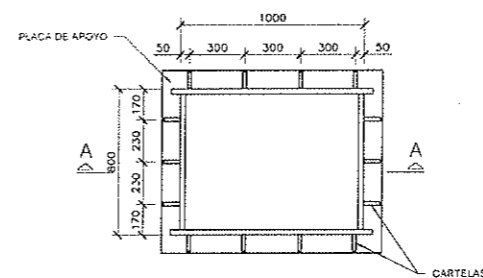
PLANTA



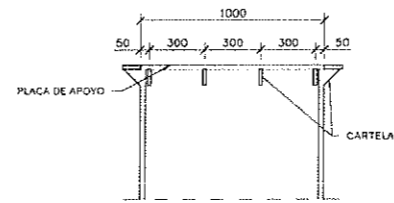
ALZADO

APOYO NIVEL DINTEL

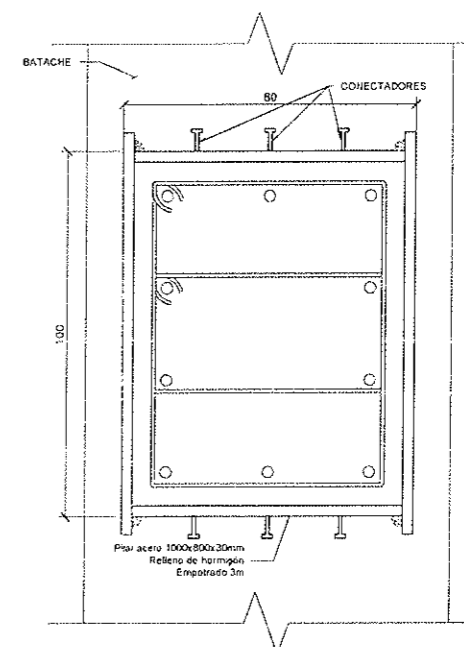
1:20
COTAS EN mm



PLANTA



SECCIÓN A-A

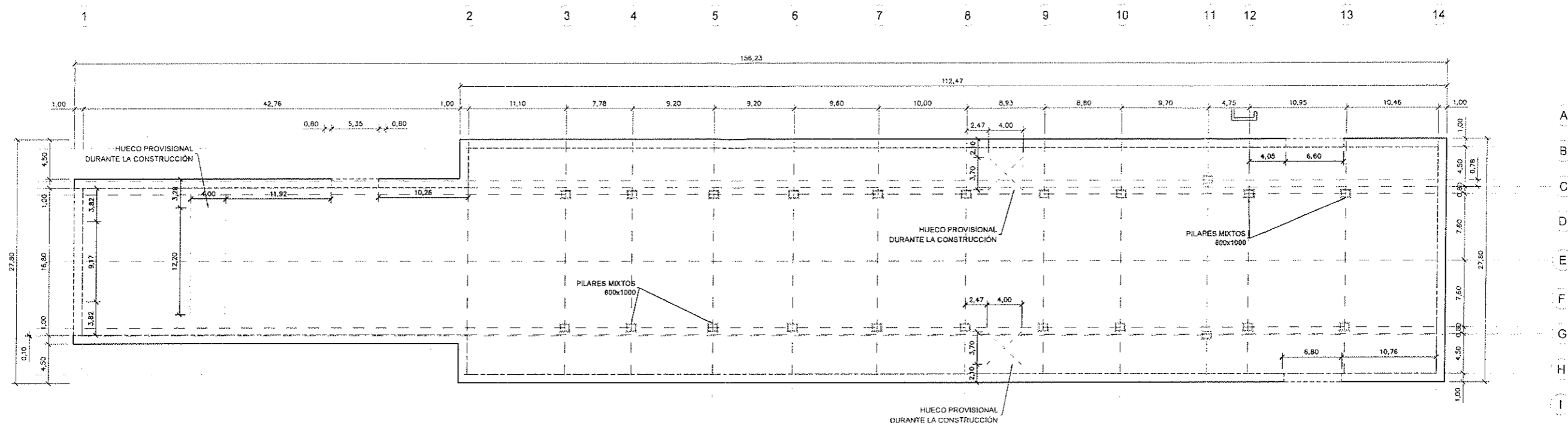


SECCIÓN B-B

COTAS EN cm

C:\Users\jgarcia\Documents\Proyectos\14295\14295-013318\14295-013318-001.dwg - 07/02/2014 - 20:17





PLANTA CUBIERTA

1/250

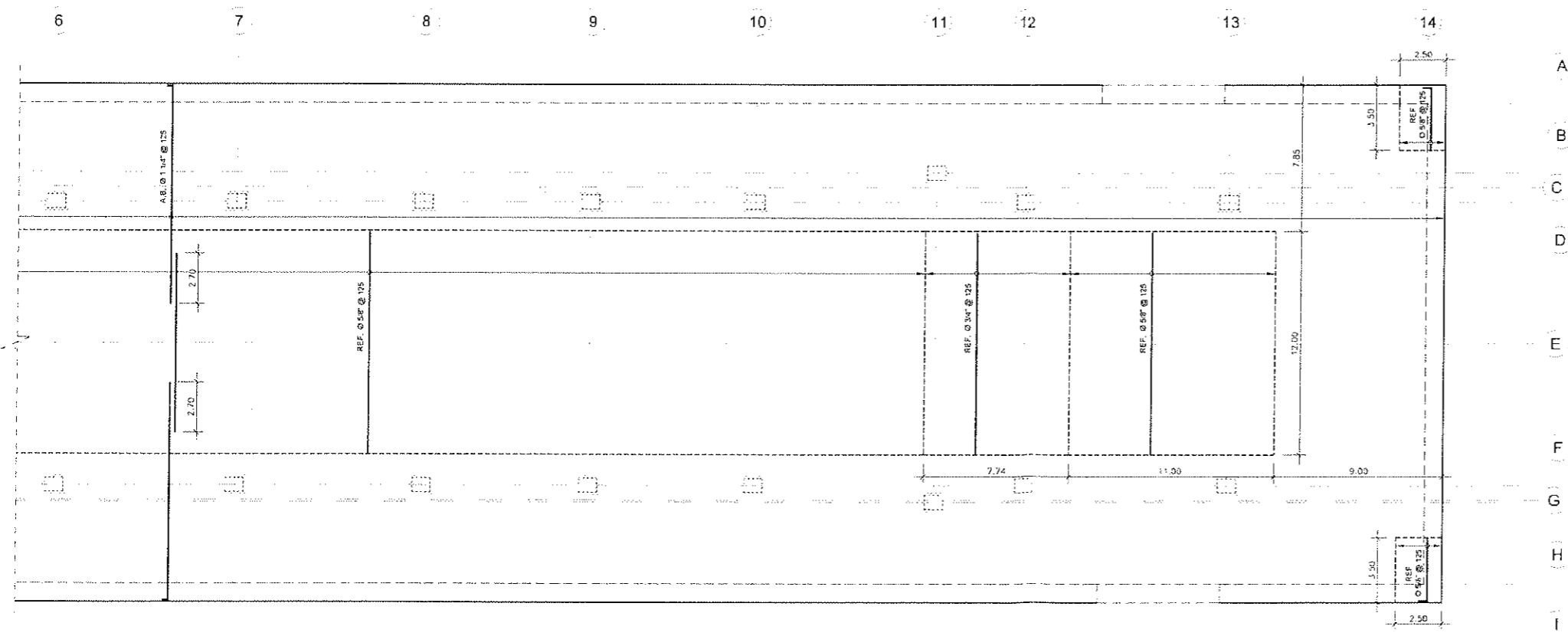
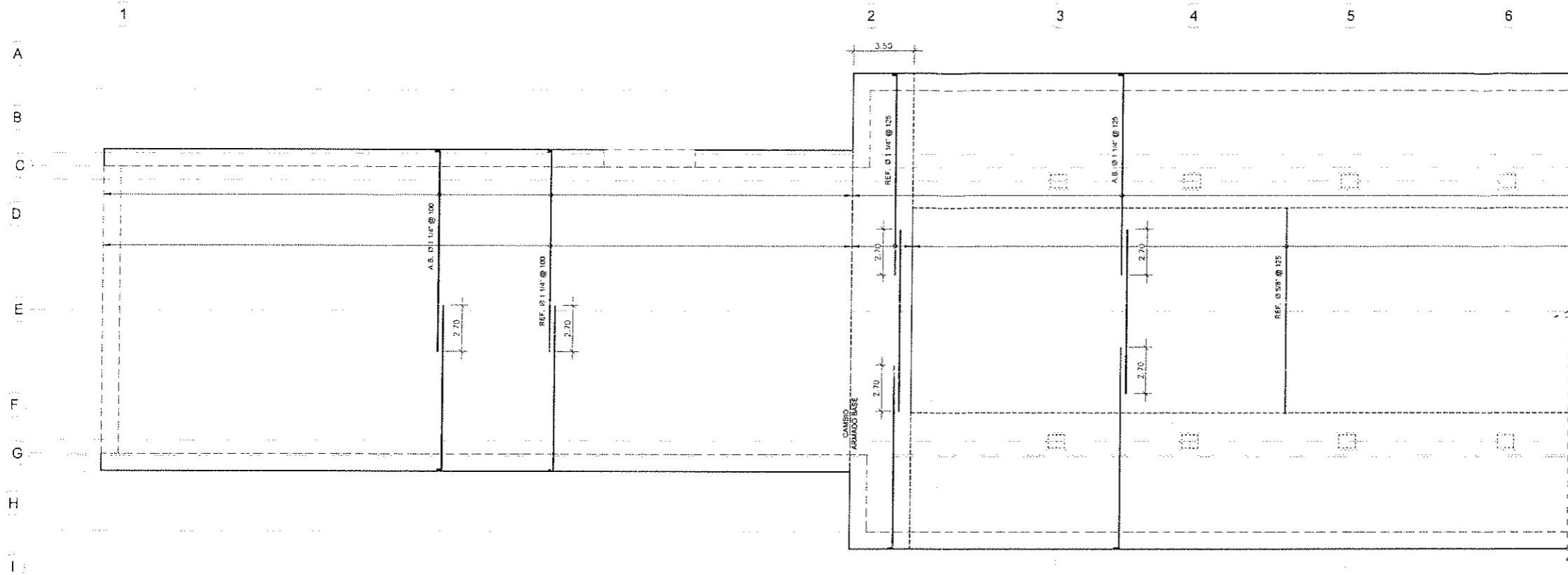
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=27.00m	1.00	(**)
	Zona estrecha. L=26.00m	1.00	(**)
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm2	f _y .max kg/cm2	f _u .min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Fértiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
1 150

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post. tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpia	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Aceros en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Aceros en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Aceros Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN OVALO SANTA ANITA-21
PLANTA CUBIERTA. ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR

ESCALA: 1:100

FECHA: FEBRERO 2014

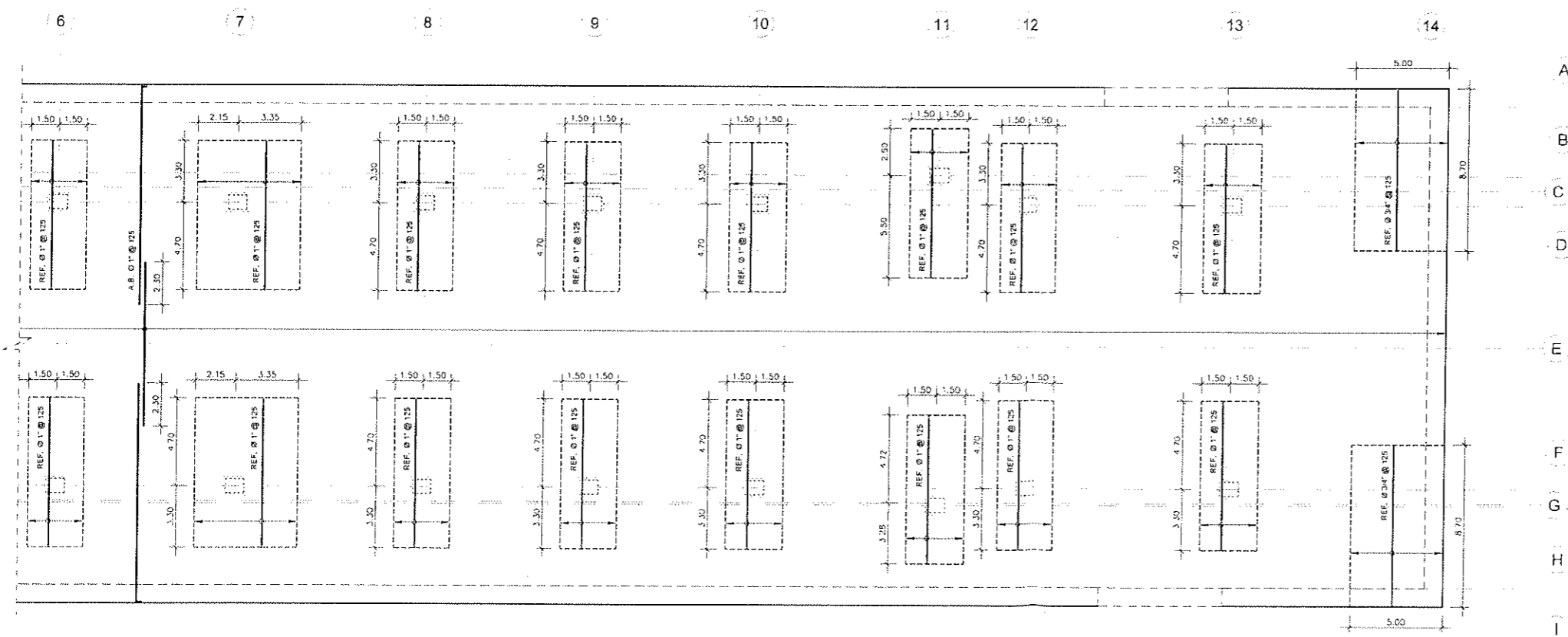
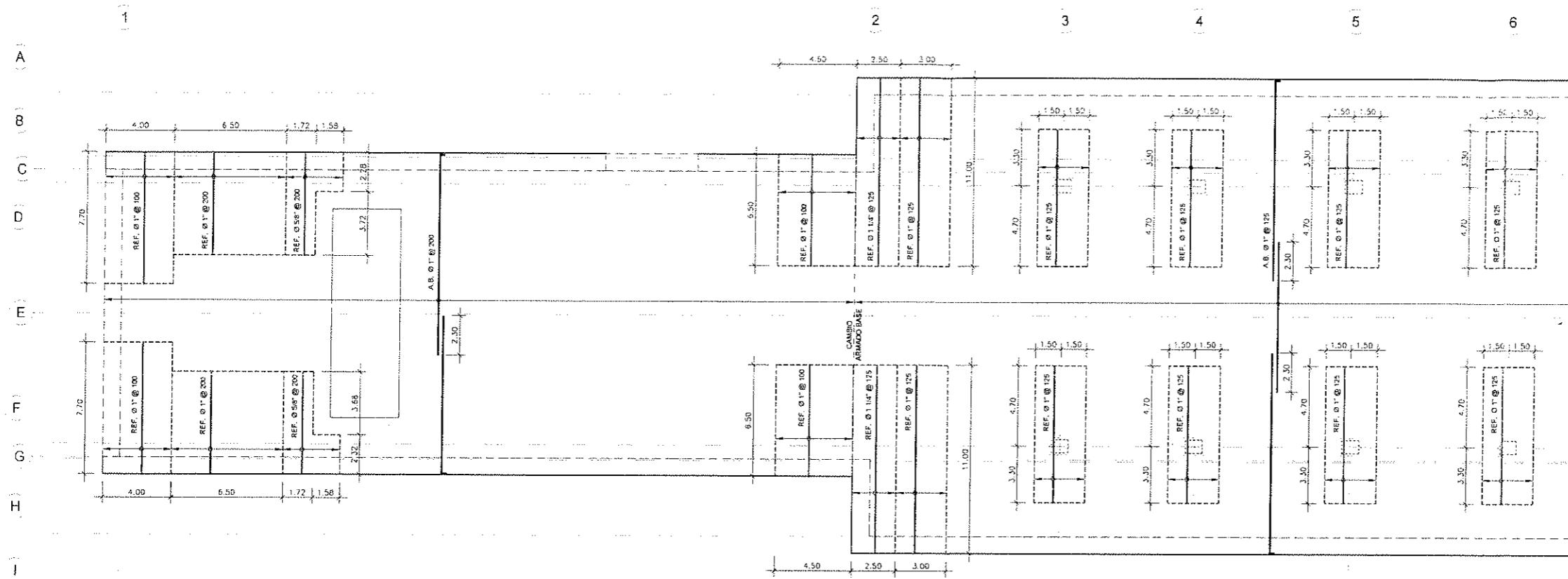
PROYECTO: ESR-L2-01-05-CUB-P-002

REVISOR: 02 de 07

REVISOR: 0

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO HUAN GASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

W:\Bases de datos\proyectos\2014\013310\14297\planos\1-1207_plano-est-est-21-05-cub-p002-0108.dwg - 07/02/2014 - 20:22



ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
1 150

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigon rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _w .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-705)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

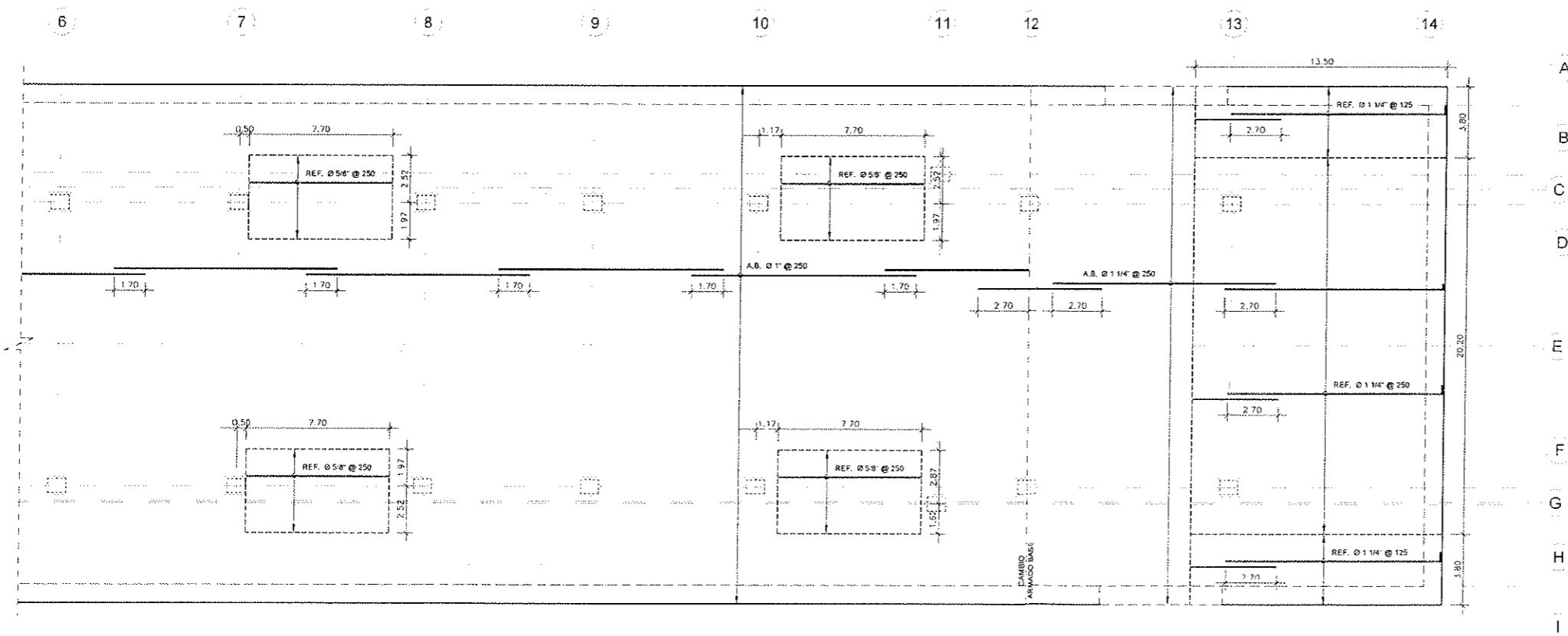
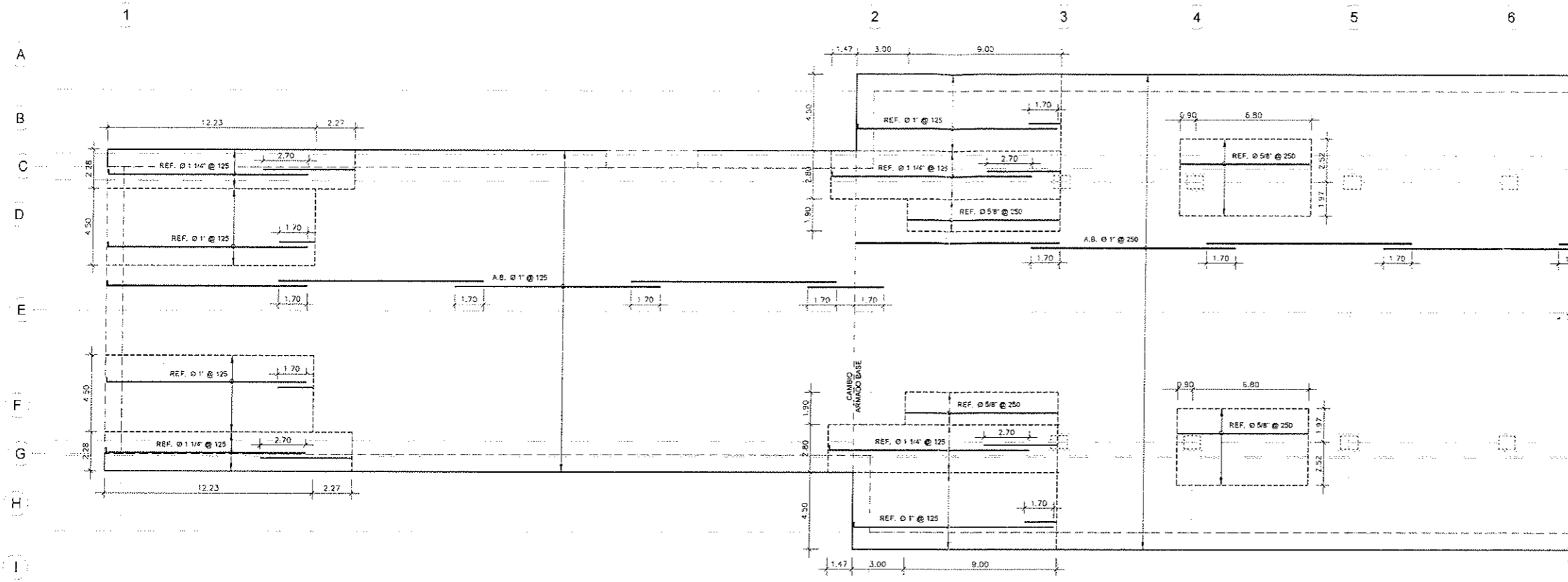
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA CUBIERTA, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR

1 150
FECHA: FEBRERO 2014

ALFONSO JUAN BASAGO GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

03 de 97 0

I:\Informacion\kemp\ps\02-448901-01\documentos\informacion\informacion\03-xxxx + hicklin\lana02_plantasy11-0207_placa-est-est-01-15-cub-002-1506.dwg - 07/02/2014 - 20:22



ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR

1/150

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	50	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	50	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	30	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	40	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA CUBIERTA, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR

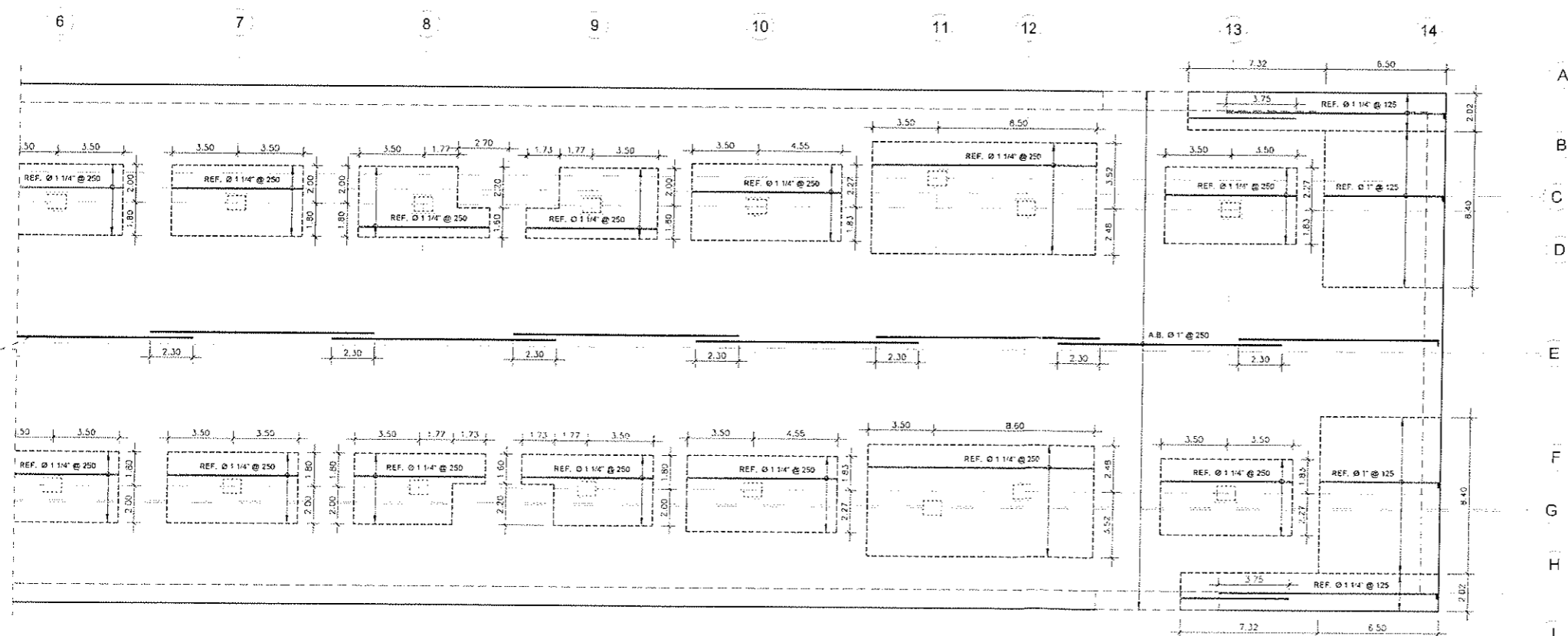
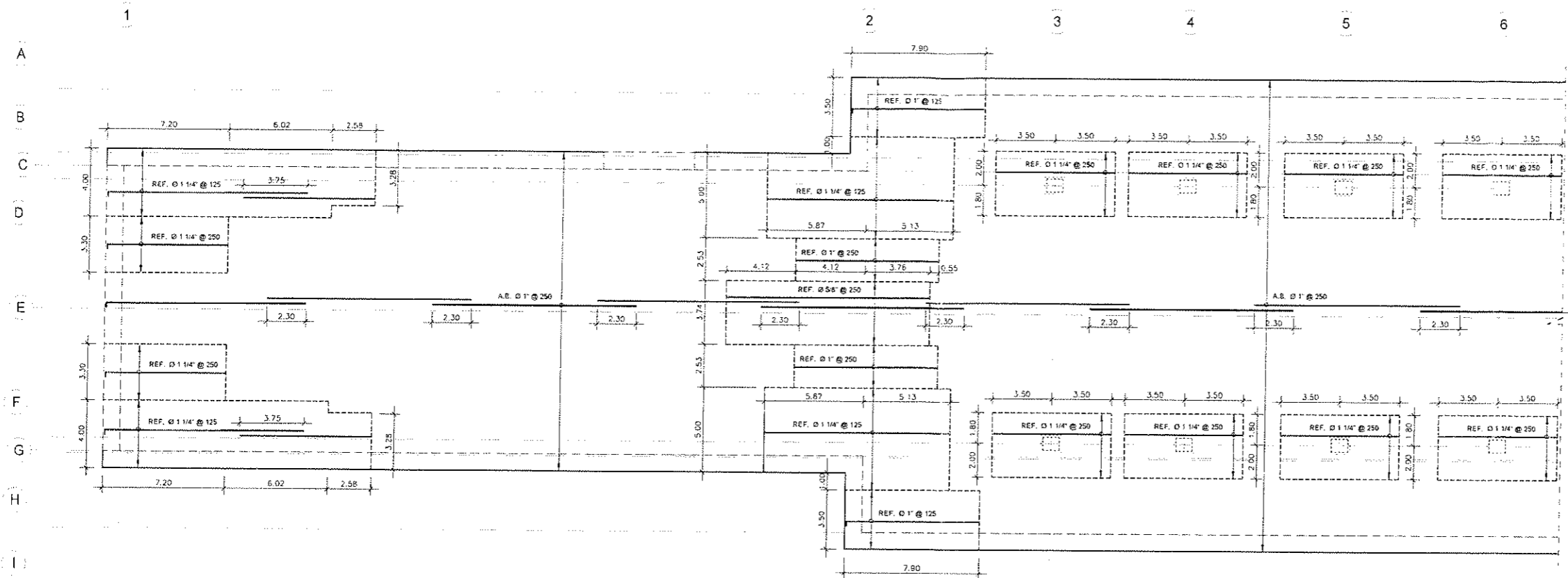
1/150
FEBRERO 2014

PLANO Nº: PLOC-EST-ESR-L2-21-05-CUB-P-004
PLOC-EST-ESR-L2-21-05-CUB-P002-P006.dwg

04 de 07 0

ALFONSO JUAN BASARE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

\\cibnet\cibnet\p002-p006\14207_mco-est-est-021-05-sub-p002-p006.dwg - 07/02/2014 - 20:22



ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
1/50

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Gatache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4000
Perfiles Laminados				

\\s01\informacion\meses\15\2438931\informacion\estad\temporal\p03-xxxx+fac\m.limad\12_p03-esr-esr\010_1_p03-esr-esr\010_1_05-cub-p02-p06.dwg - 07/02/2014 - 20:22



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21 PLANTA CUBIERTA ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR

ESCALA: 1/50

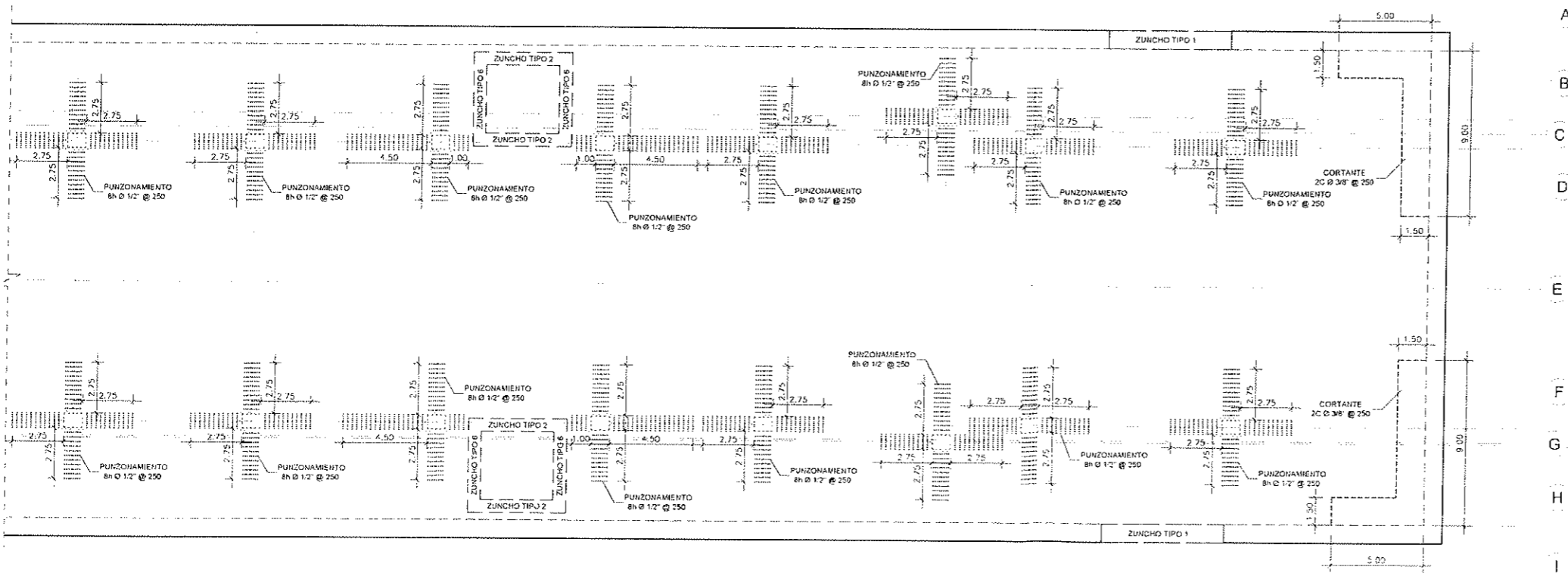
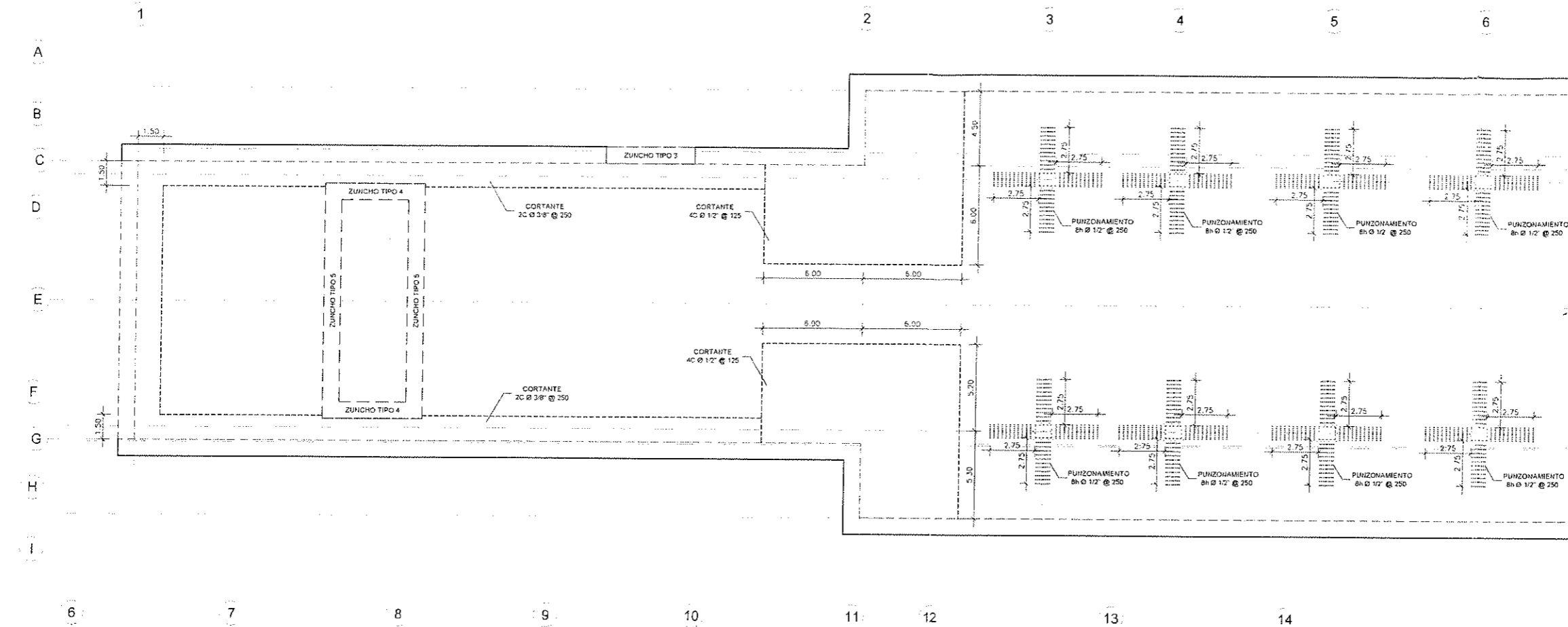
FECHA: FEBRERO 2014

PROYECTO: PLOC-EST-ESR-02-21-05-CUB-P-005

REVISIÓN: 05 de 07

REPRESANTANTE LEGAL: ALFONSO PÉREZ BASABE GARCÍA

013024



ARMADO CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

1/150

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f'c.min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Doveles	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	fy.min kg/cm2	fy.max kg/cm2	fu.min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr. 60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA CUBIERTA, ARMADO CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

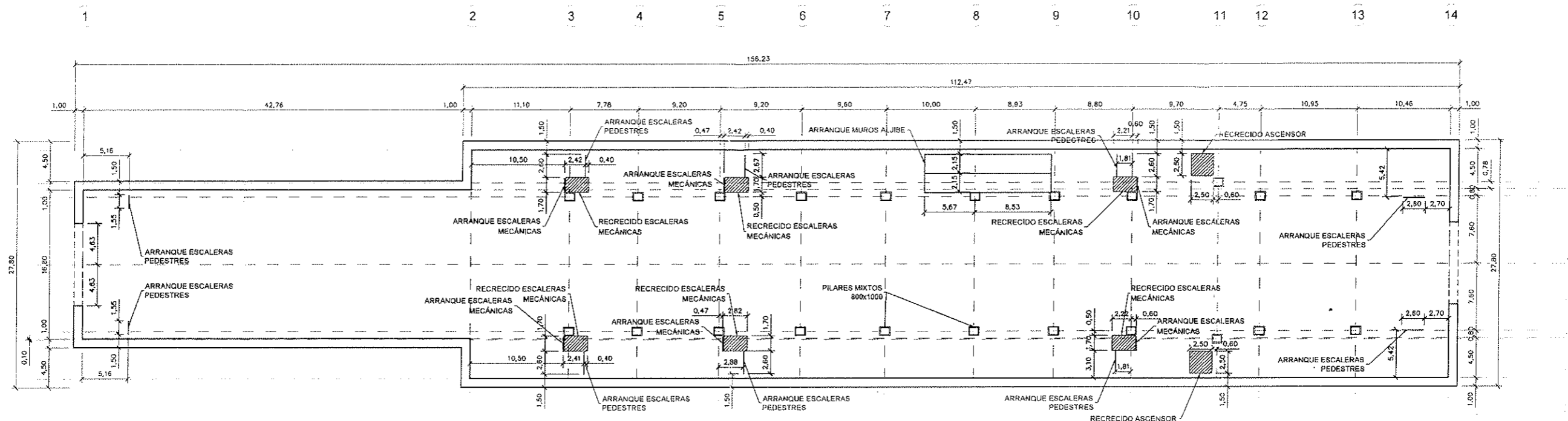
FECHA: FEBRERO 2014

REVISOR: ALFONSO HERNANDEZ GARCIA

REPRESENTANTE LEGAL

BLCC-EST-ESR-2-21-05-CUB-P-006

05 de 07



PLANTA LOSA FONDO
1/250

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=27.00m	1.00	(**)
	Zona estrecha. L=26.00m	1.00	(**)
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Dintel. Zona ancha	1.35	(**)
	Dintel. Zona estrecha	1.35	(**)
	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES						
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición	
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	30	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	40	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	30	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm²	f _y max kg/cm²	f _u min kg/cm²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5500
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4000

I:\Proyectos\2014\2014-07-16\001\p001.dwg - 07/02/2014 - 20:16

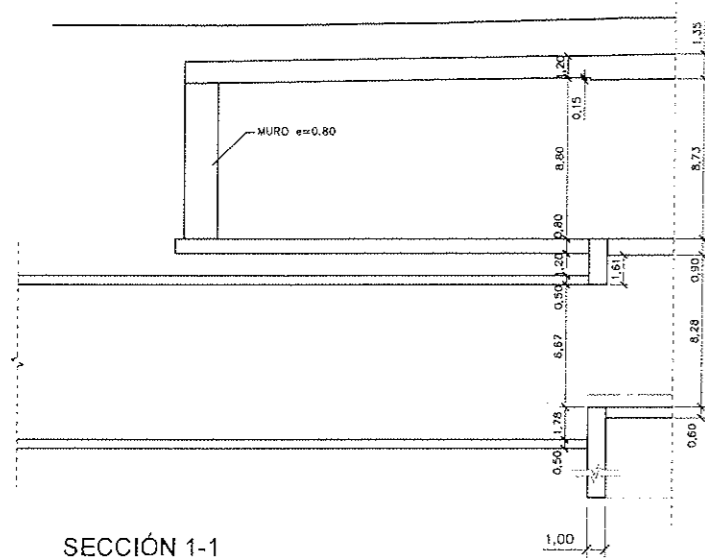


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

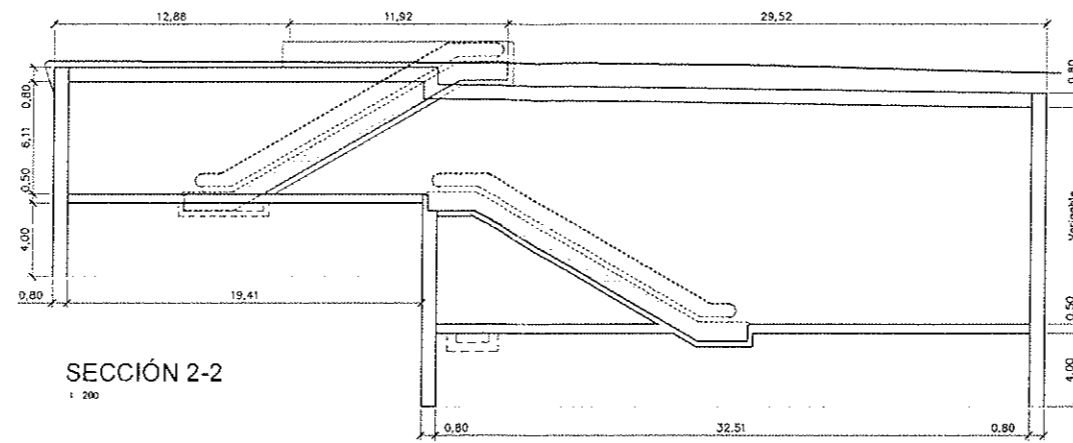
ESTRUCTURAS
ESTACION ÓVALO SANTA ANITA-21
PLANTA LOSA FONDO

1235
FEBRERO 2014
PLANO Nº: PLOC-EST-ESR-L2-21-07-LSF-P-001
REP. LEGAL: ALFONSO RUIZ BASARE GARCIA

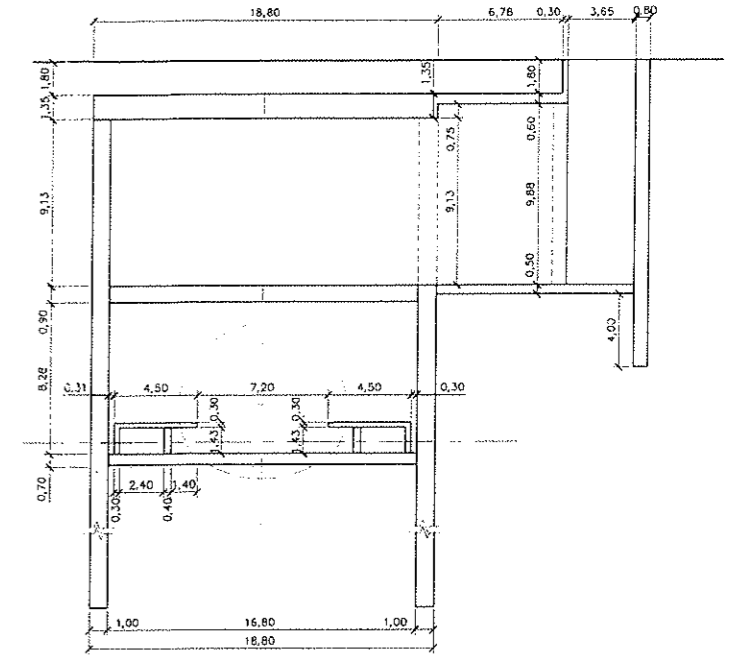
013320



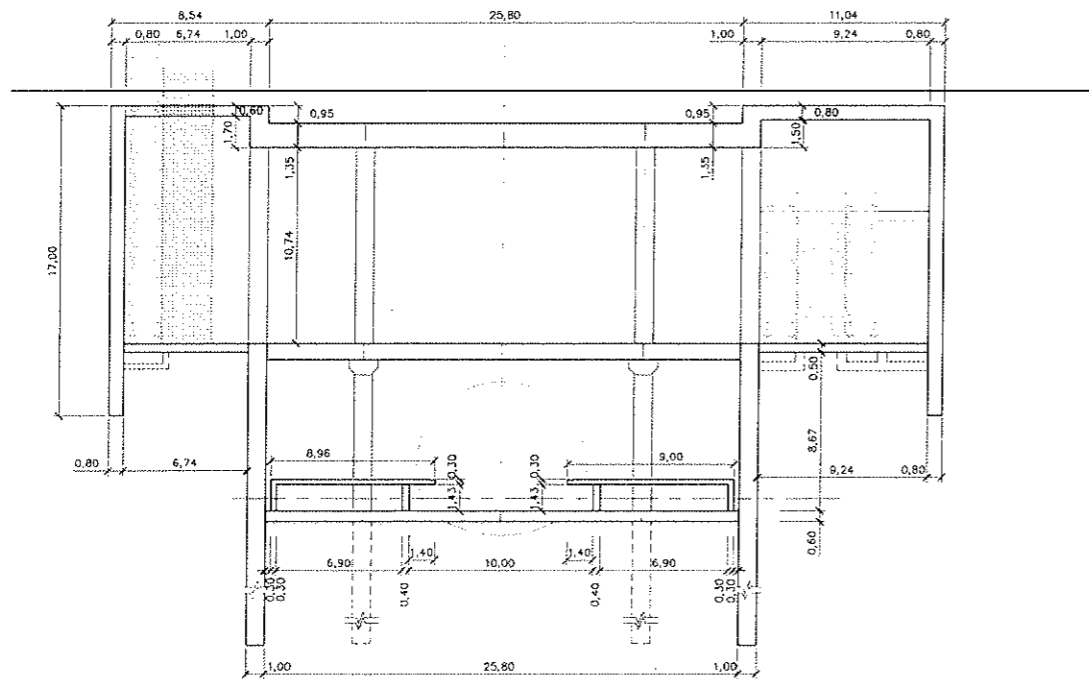
SECCIÓN 1-1
1:200



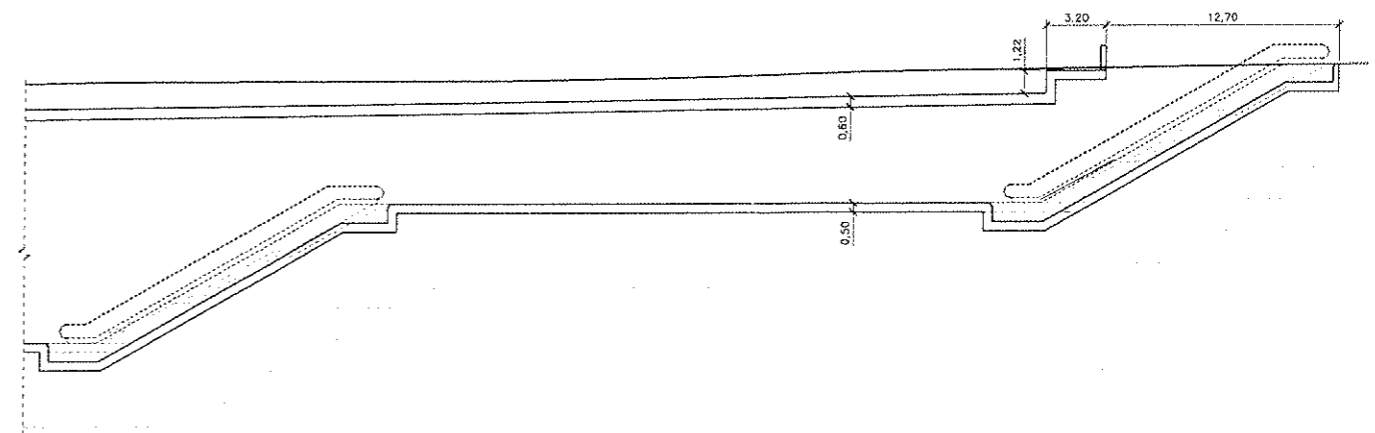
SECCIÓN 2-2
1:200



SECCIÓN 3-3
1:200

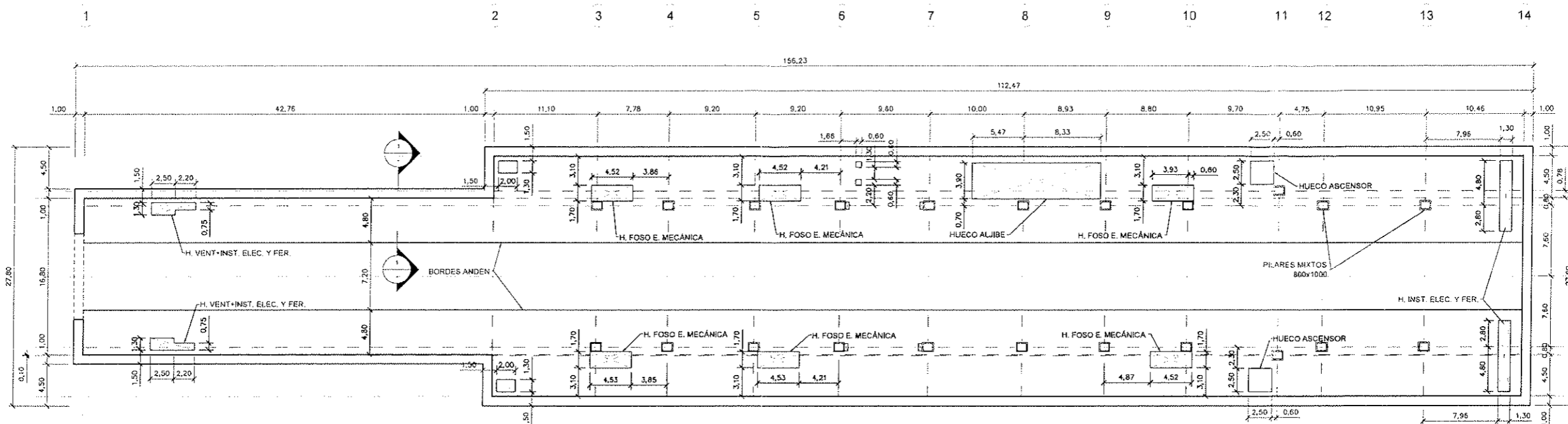


SECCIÓN 4-4
1:200

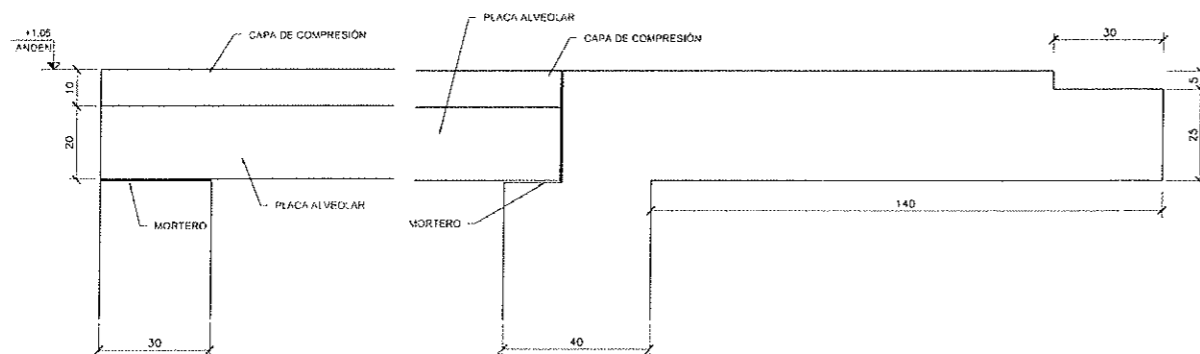


SECCIÓN 5-5
1:200

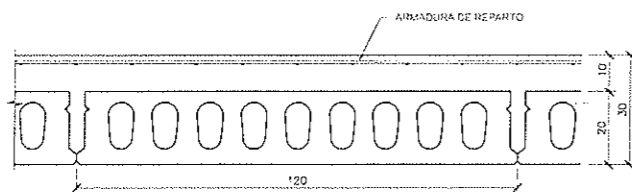
D:\Ingenieria\Ingenieria\Proyectos\0701_PLOC-EST-ESR\0701_PLOC-EST-ESR\2-21-08-ACC-P001-P002.dwg - 07/02/2014 - 20:12



PLANTA ANDÉN
1:250



SECCIÓN 1-1
1:10
COTAS EN cm



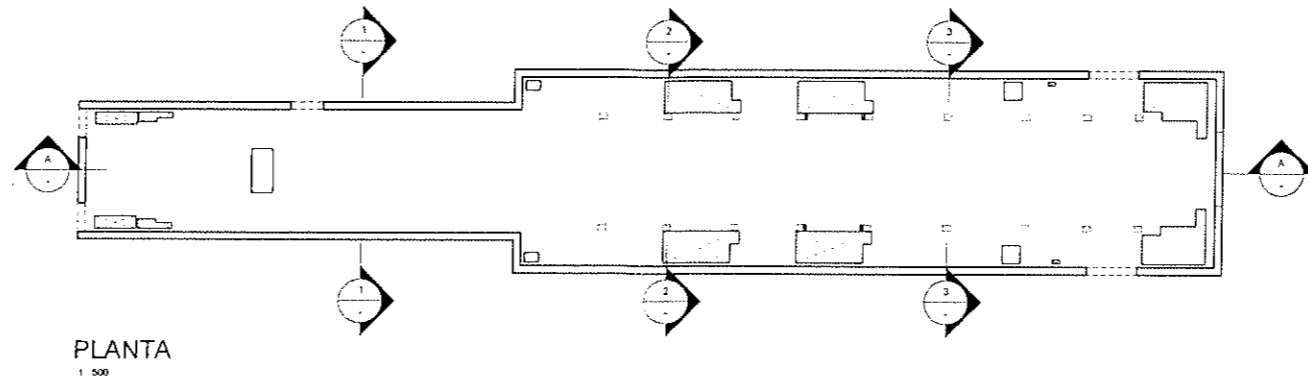
DETALLE PLACA ALVEOLAR
1:10
COTAS EN cm

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

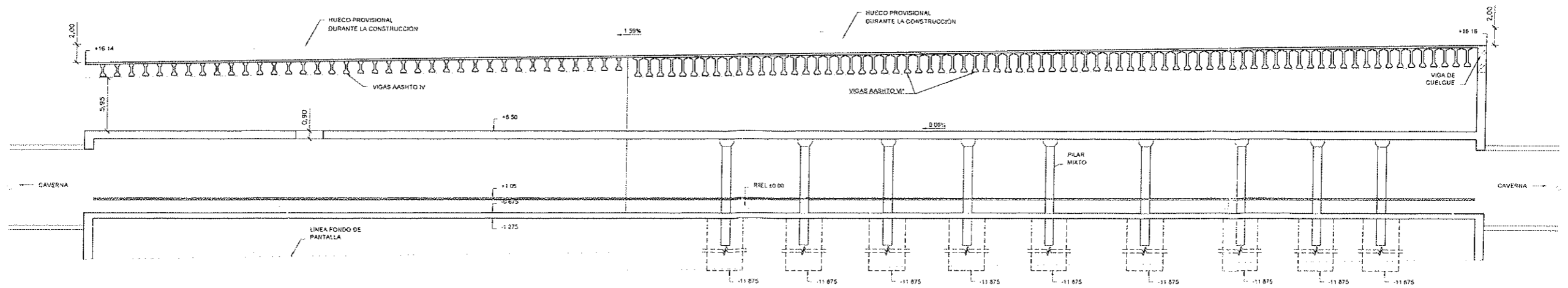
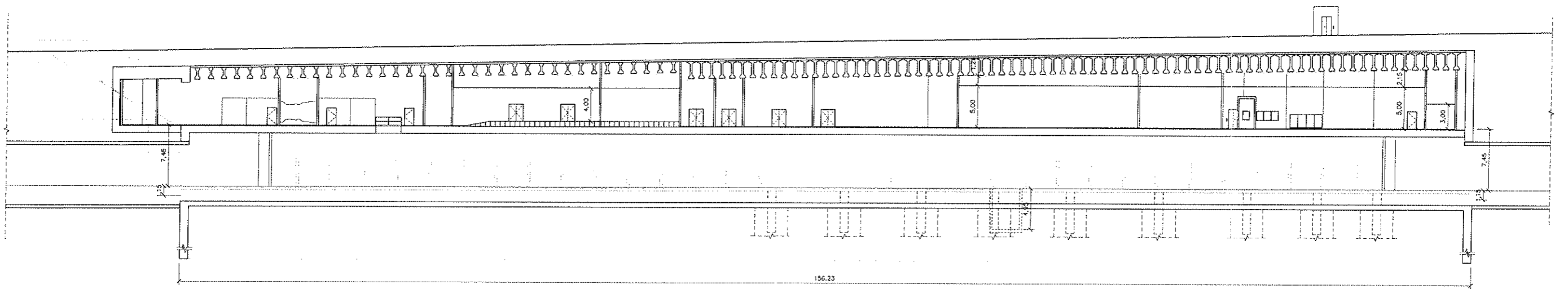
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f'c.min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Satache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	fy.min kg/cm2	fy.max kg/cm2	fu.min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



PLANTA
1/500



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1/250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASASS GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

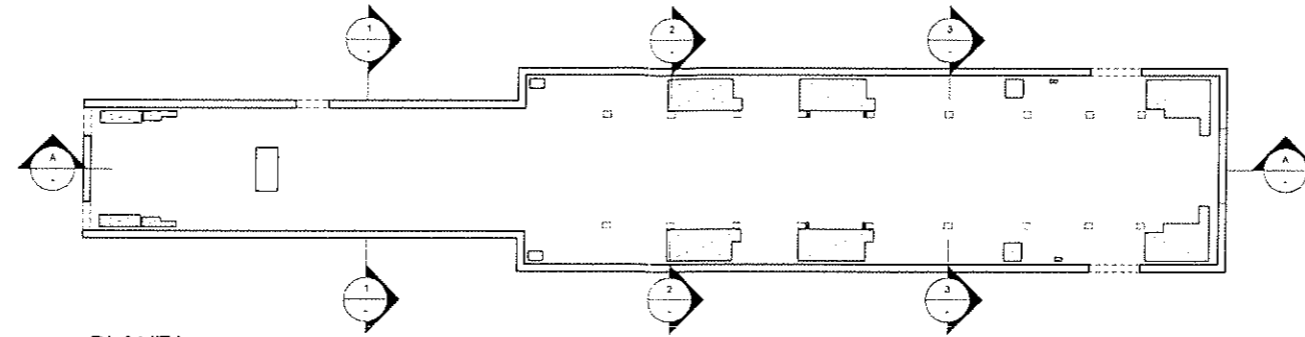
ESTADO	INDICADAS	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
		FEBRERO 2014			

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN COLECTORA INDUSTRIAL-22
SECCIÓN LONGITUDINAL

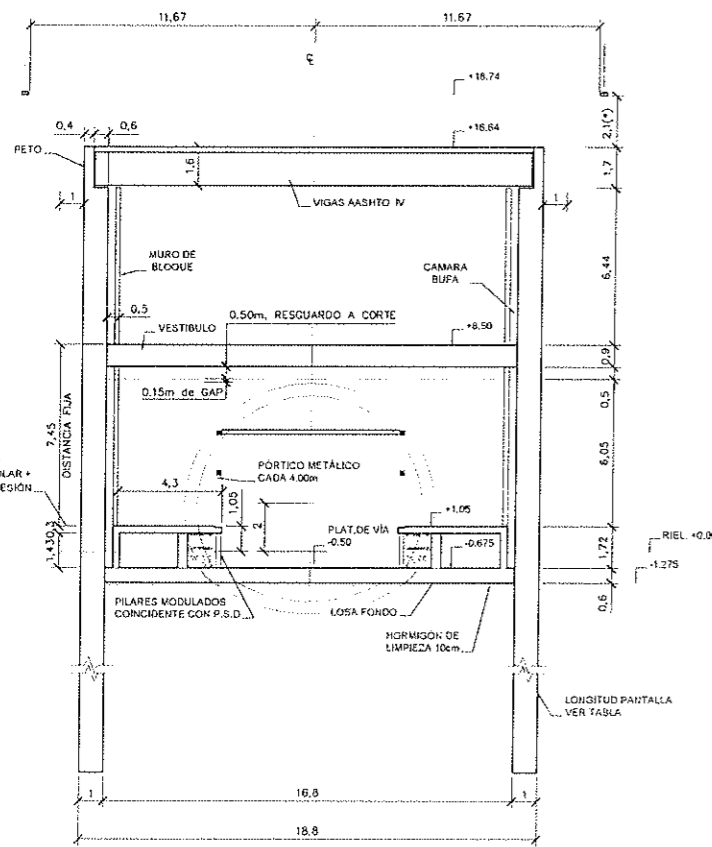
PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P-002

02 de 03

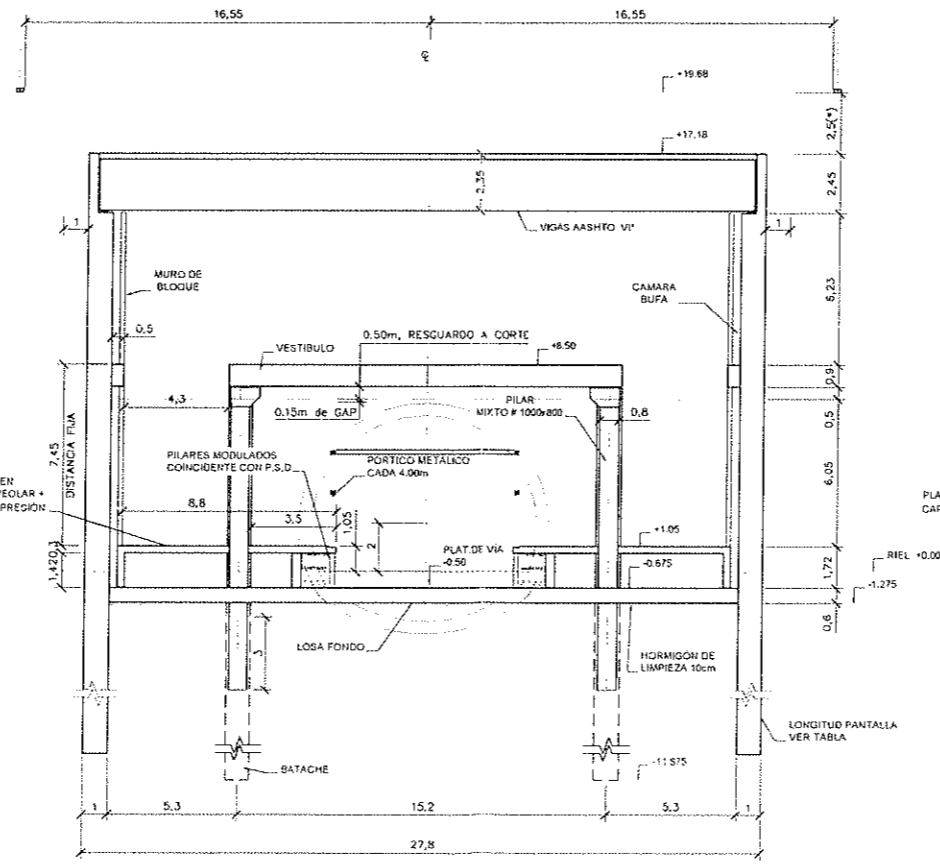
\\c:\proyectos\proyectos\0701_PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P001-P003.dwg - 07/02/2014 - 19:07
 \\c:\proyectos\proyectos\0701_PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P001-P003.dwg - 07/02/2014 - 19:07



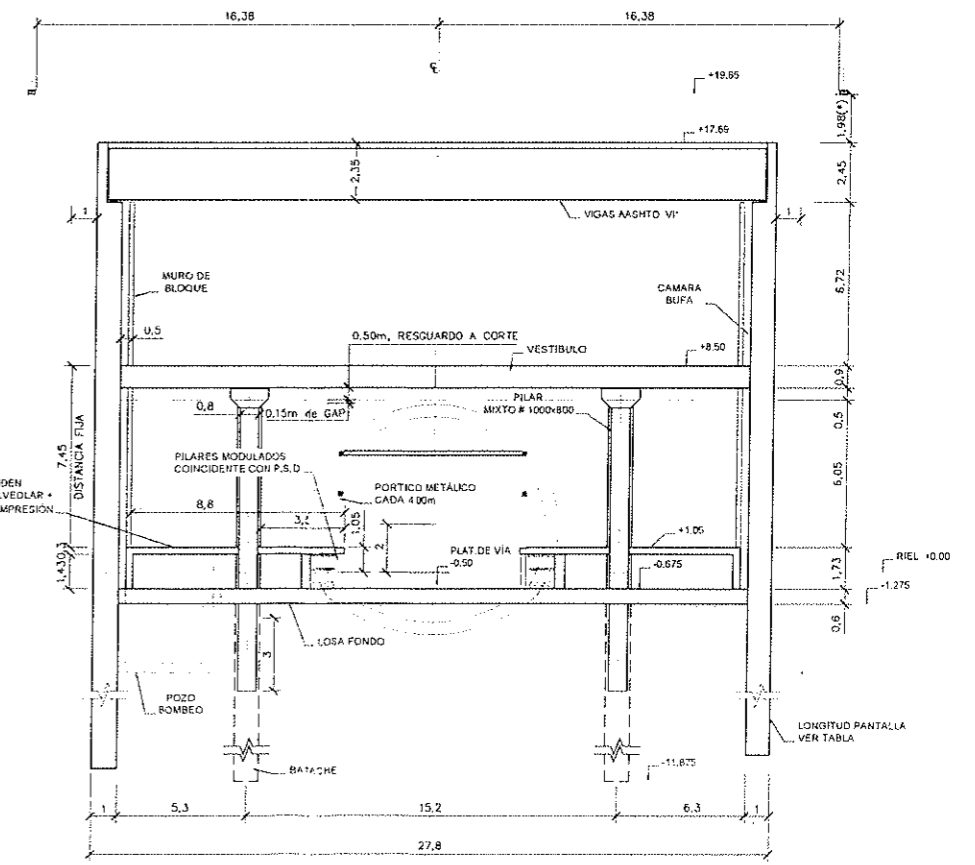
PLANTA
1:500



SECCIÓN 1-1
1:150



SECCIÓN 2-2
1:150



SECCIÓN 3-3
1:150

C:\Users\proinver\Documents\0701_PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P-003.dwg - 07/02/2014 - 19:08

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN SASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

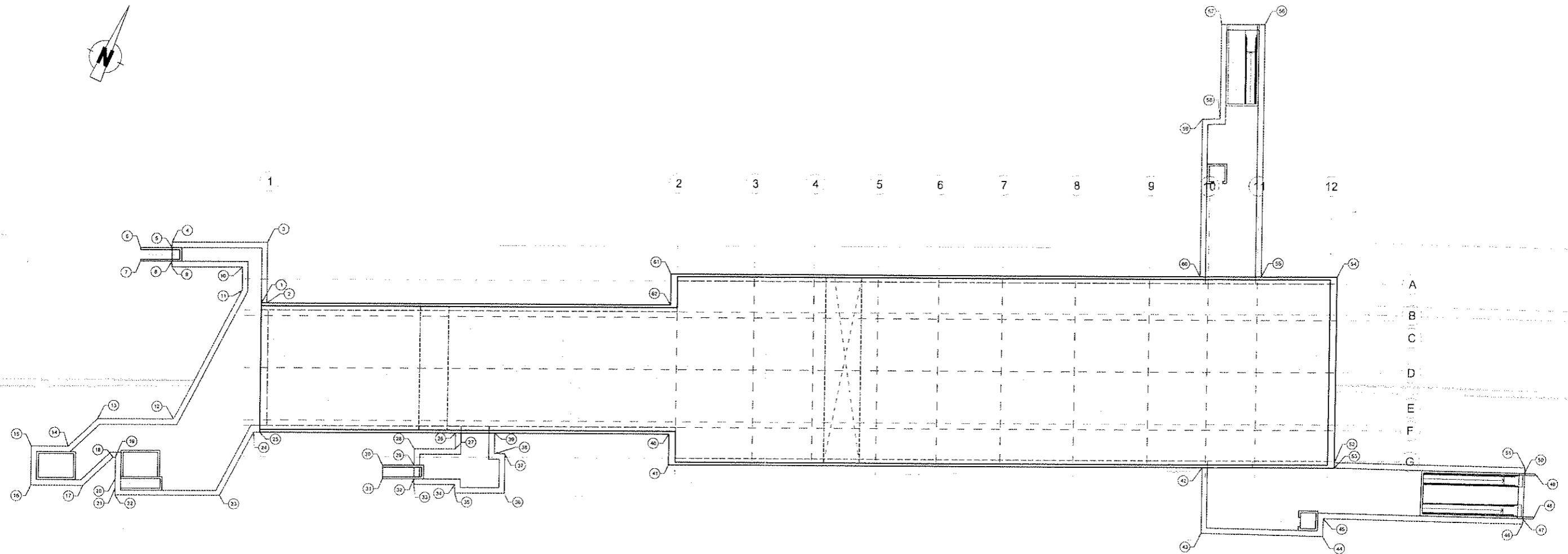


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTADO	PROYECTADA	FECHA	FEBRERO 2014	REVISIÓN	03 de 03	0
--------	------------	-------	--------------	----------	----------	---

PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P-003

0701_PLOC-EST-ESR-L2-22-01-DGE-P001-P003.dwg



PLANTA REPLANTEO
1:30

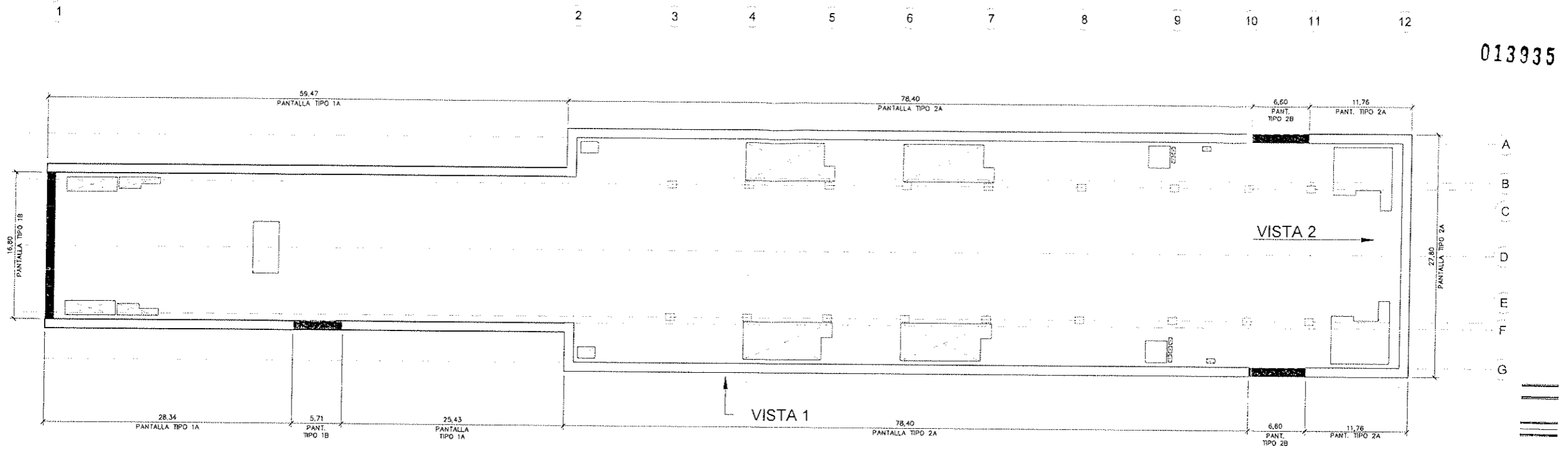
CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	286916.077	8666990.426
2	286916.809	8666990.749
3	286913.257	8666998.801
4	286900.598	8666993.217
5	286900.320	8666992.496
6	286896.731	8666990.642
7	286897.537	8666988.812
8	286901.728	8666980.856
9	286902.051	8666988.923
10	286911.416	8666994.054
11	286912.782	8666990.957
12	286911.448	8666999.878
13	286901.416	8666995.453
14	286899.115	8666990.059
15	286894.265	8666957.919
16	286896.566	8666952.703
17	286903.474	8666955.751
18	286905.833	8666961.281
19	286906.117	8666961.406
20	286907.387	8666958.573

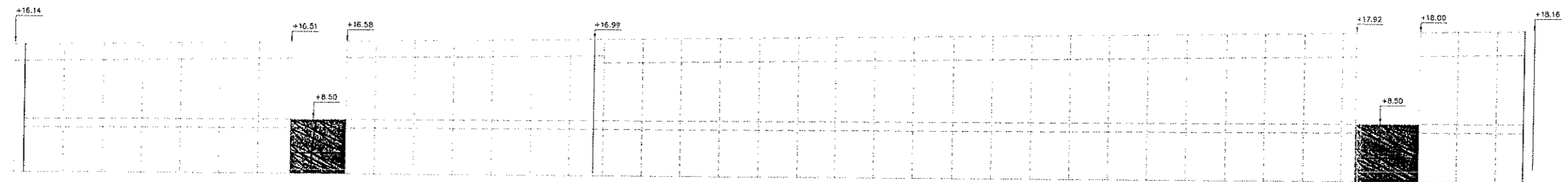
PTO	X	Y
21	286907.932	8666957.292
22	286908.337	8666956.374
23	286902.203	8666962.491
24	286902.860	8666972.870
25	286903.665	8666973.225
26	286901.599	8666984.666
27	286900.540	8666982.535
28	286945.085	8666980.128
29	286948.054	8666977.932
30	286941.864	8666976.083
31	286942.671	8666974.254
32	286945.552	8666976.102
33	286947.185	8666975.370
34	286952.938	8666977.776
35	286953.123	8666976.678
36	286959.740	8666979.598
37	286957.430	8666984.835
38	286955.027	8666984.216
39	286954.514	8666986.966
40	286973.077	8666997.229
41	286971.193	8666993.111

PTO	X	Y
42	287050.891	8667024.431
43	287054.756	8667015.670
44	287071.077	8667022.443
45	287070.681	8667024.844
46	287096.833	8667035.987
47	287096.626	8667036.725
48	287098.032	8667037.309
49	287095.502	8667043.405
50	287094.097	8667042.821
51	287093.782	8667043.580
52	287098.098	8667032.887
53	287098.420	8667032.167
54	287057.200	8667057.600
55	287047.171	8667053.178
56	287032.359	8667066.755
57	287026.595	8667064.212
58	287032.139	8667071.846
59	287029.760	8667070.597
60	287039.029	8667049.586
61	286998.673	8667018.546
62	286970.489	8667014.429

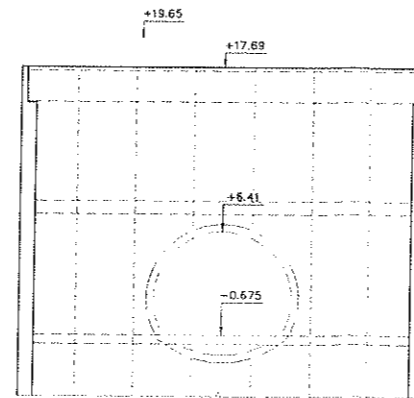
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO ILIAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA
1/250

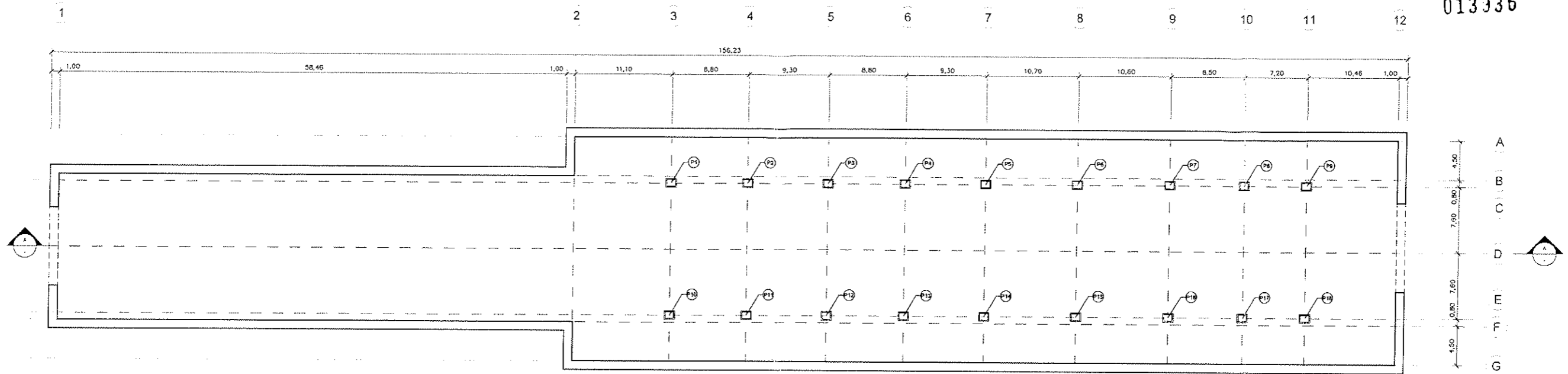


VISTA 1
1/250



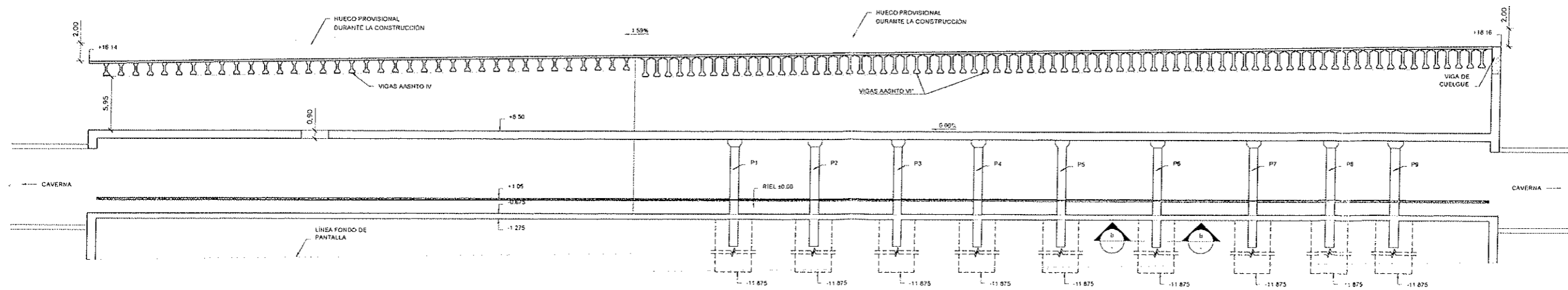
VISTA 2
1/250

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=25.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=23.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00



PLANTA REPLANTEO

1/250



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A

1/250

REPLANTEO DE PILAS

PTO	X	Y
1	286982.290	8667017.668
2	286992.335	8667021.217
3	286998.850	8667024.973
4	287006.895	8667028.522
5	287015.400	8667032.071
6	287025.193	8667035.584
7	287034.891	8667040.073
8	287042.667	8667044.303
9	287049.254	8667047.209
10	286988.418	8667003.758
11	286995.477	8667007.313
12	287004.585	8667011.005
13	287013.037	8667014.618
14	287021.545	8667018.372
15	287031.335	8667022.690
16	287041.026	8667026.866
17	287048.802	8667030.396
18	287055.389	8667033.302

\\fs01\proyectos\p01\014\informacion\topografico\K03\0000\lscd.m.lima\07.plantasy1-12.dwg - 07/02/2014 - 19:13



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

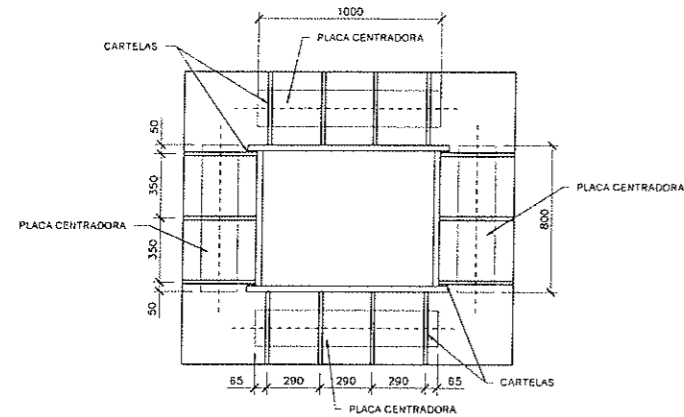
FECHA: FEBRERO 2014

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JIMAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

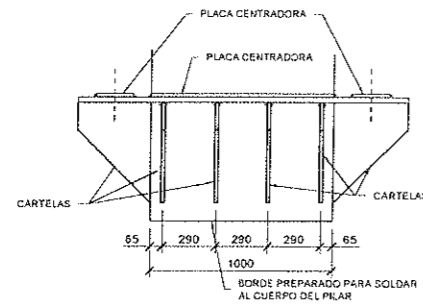
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN COLECTORA INDUSTRIAL-22
CIMENTACIÓN
PLOC-EST-ESR-L2-22-04-CIM-P-001

MÉNSULAS APOYO NIVEL VESTÍBULO. TIPO 1

1:20
COTAS EN mm



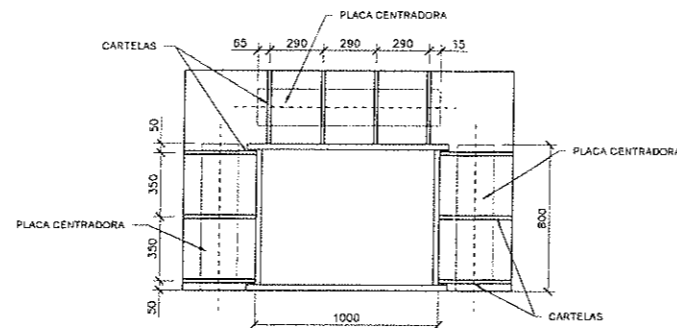
PLANTA



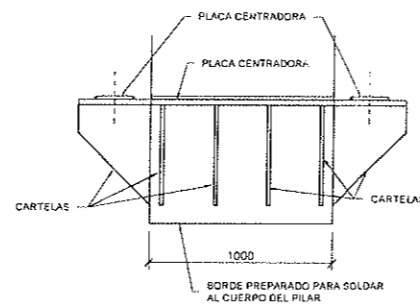
ALZADO

MÉNSULAS APOYO NIVEL VESTÍBULO. TIPO 2

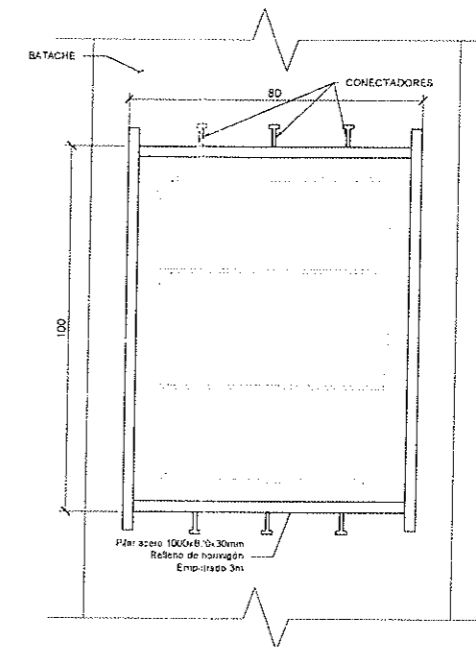
1:20
COTAS EN mm



PLANTA



ALZADO



SECCIÓN B-B
COTAS EN cm

\\fsz\proyectos\14313\14313_01\documentacion\trazados\p03\esq\14313_01\esq\14313_01\p03_01.dwg - 07/02/2014 - 19:13

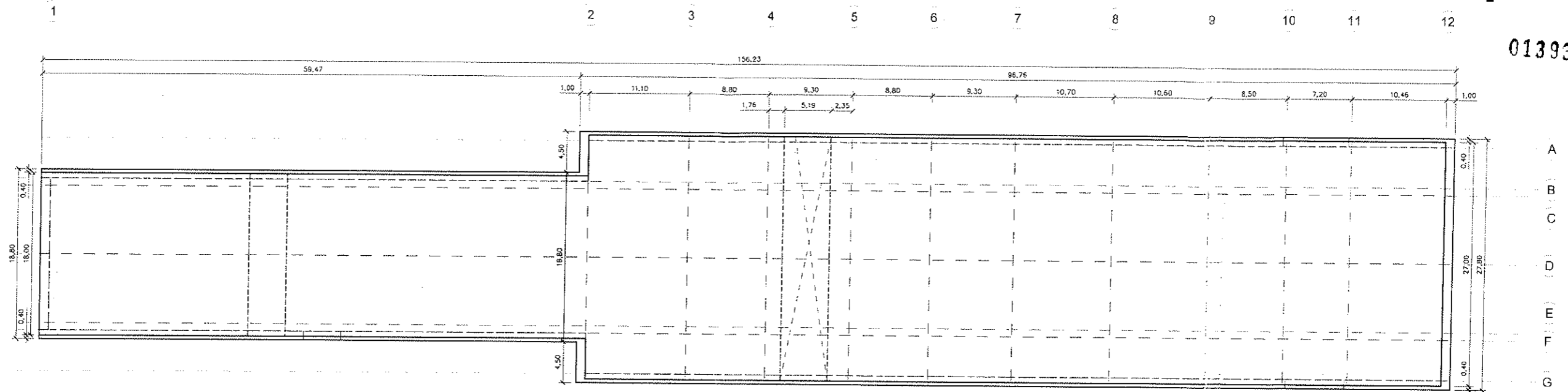


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

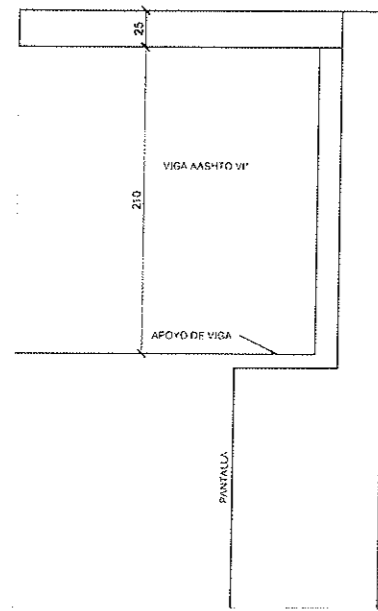
ETAPA	1:20	ESTRUCTURAS	ESTACIÓN COLECTORA INDUSTRIAL-22
FECHA	FEBRERO 2014	DETALLES PILAS	
PLANO N°	PLOC-EST-ESR-L2-22-04-CIM-P-002	REVISIÓN	02 de 02
REVISIÓN	0		

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

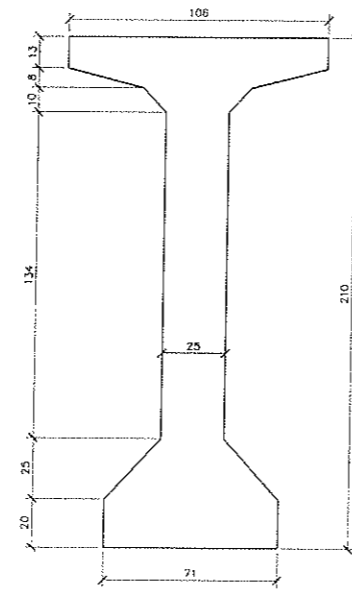




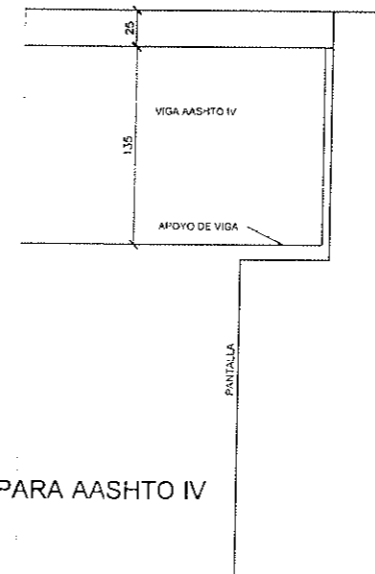
PLANTA CUBIERTA
1:250



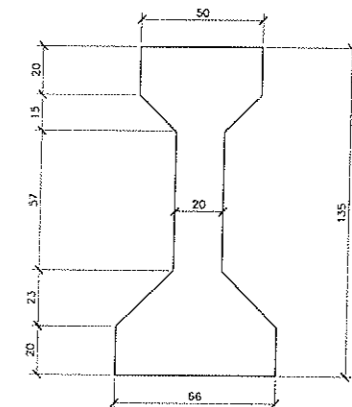
DETALLE APOYO PARA AASHTO VI*
1:25
COTAS EN cm



TRABE AASHTO VI*. Separación 125cm
1:15
COTAS EN cm



DETALLE APOYO PARA AASHTO IV
1:25
COTAS EN cm

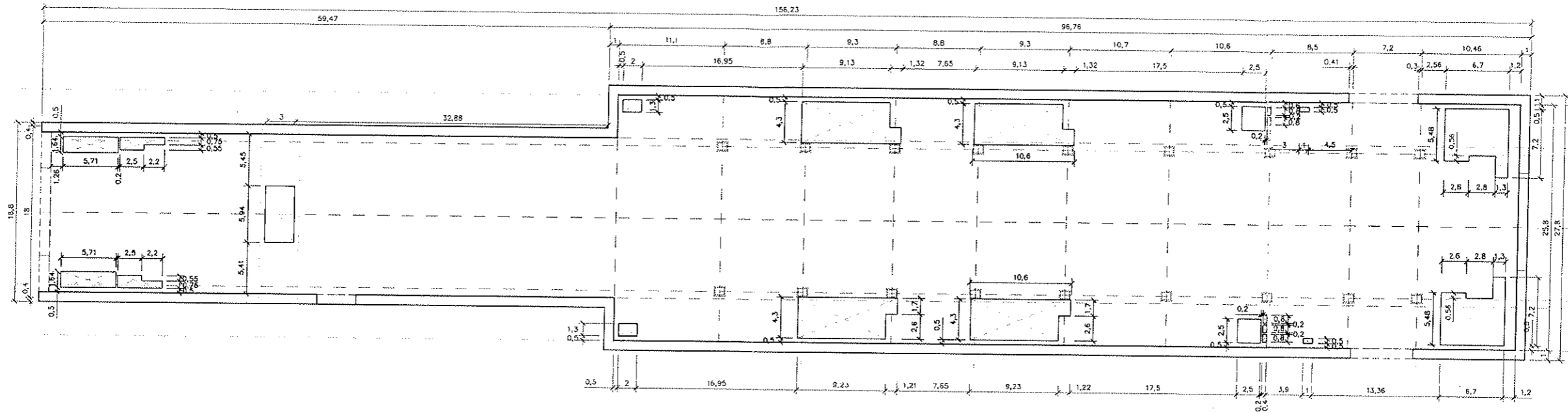


TRABE AASHTO IV. Separación 160cm
1:15
COTAS EN cm

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=25.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=23.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES					
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Butache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm2	f _y .max kg/cm2	f _u .min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



PLANTA VESTIBULO

1/300

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=25.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=23.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm2	f _y .max kg/cm2	f _u .min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4000

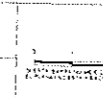


CONSULTORES



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

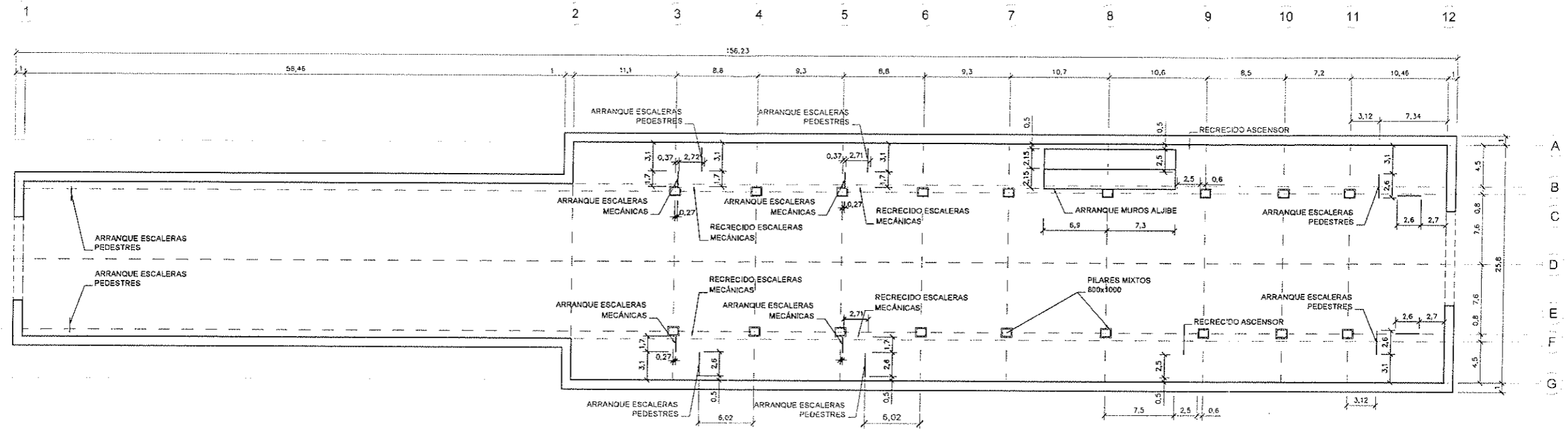
FECHA: FEBRERO 2014



ESTRUCTURAS ESTACIÓN COLECTORA INDUSTRIAL-22 PLANTA VESTIBULO

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA ALFONSO JUAN BASARE GARCIA REPRESENTANTE LEGAL

\\sistemas\juan\proyectos\2014\2014-02-07\1\mcc-est-22-06-ves-p001.dwg - 07/02/2014 - 19:15



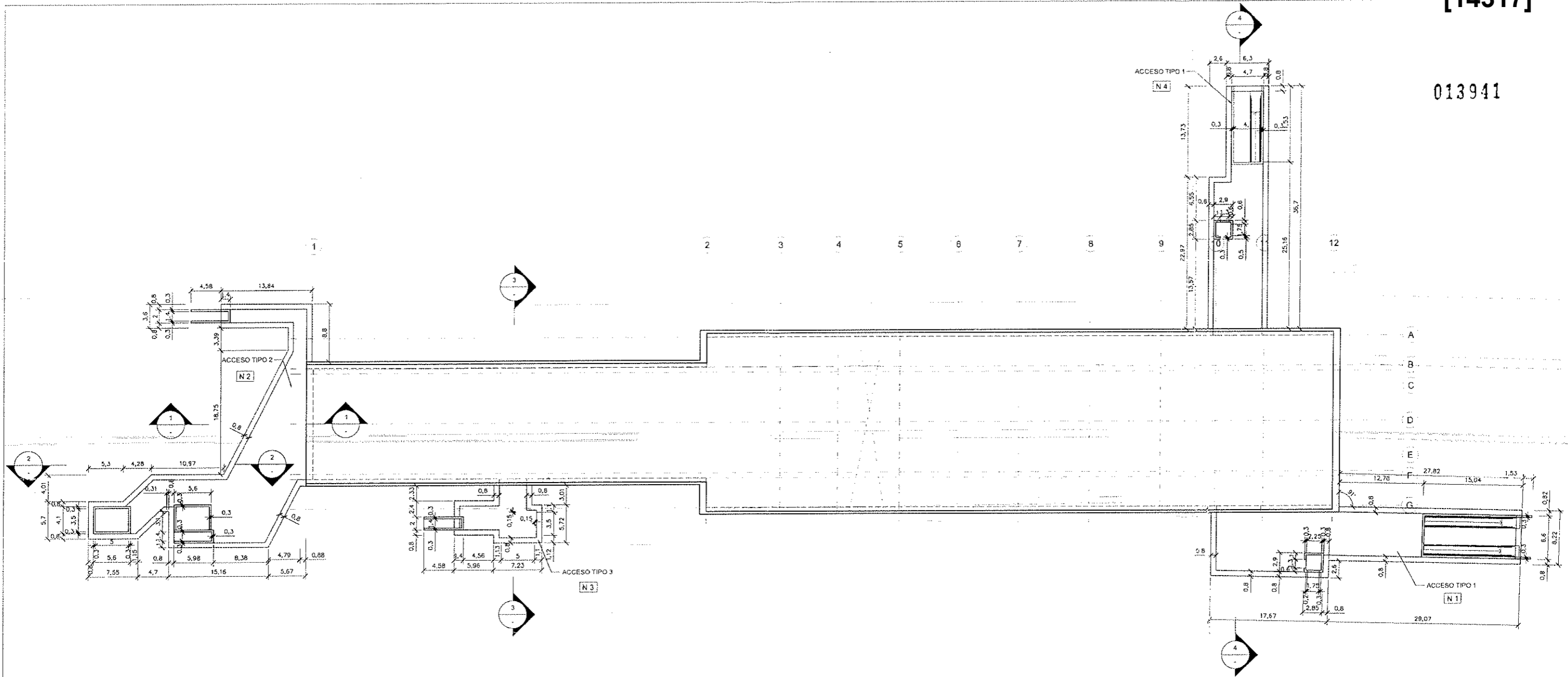
PLANTA LOSA DE FONDO

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=25.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=23.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES					
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm2	f _y .max kg/cm2	f _u .min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

D:\proyectos\14316\14316_013940\14316_013940_013940.dwg - 07/02/2014 - 19:15



PLANTA ACCESOS

1/300

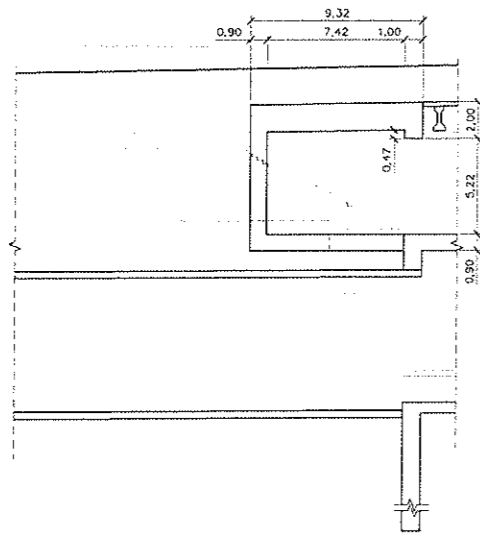
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=25.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=23.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

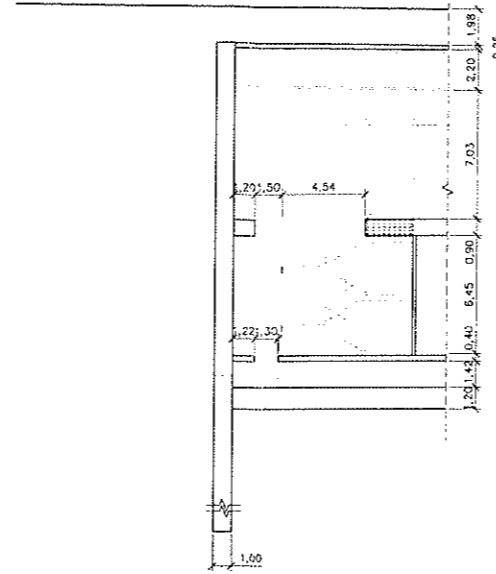
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Covelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

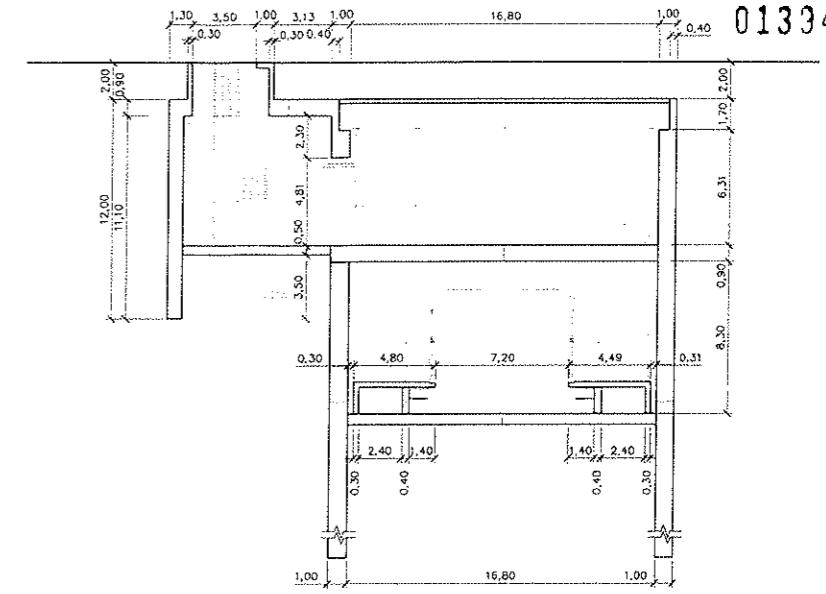
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



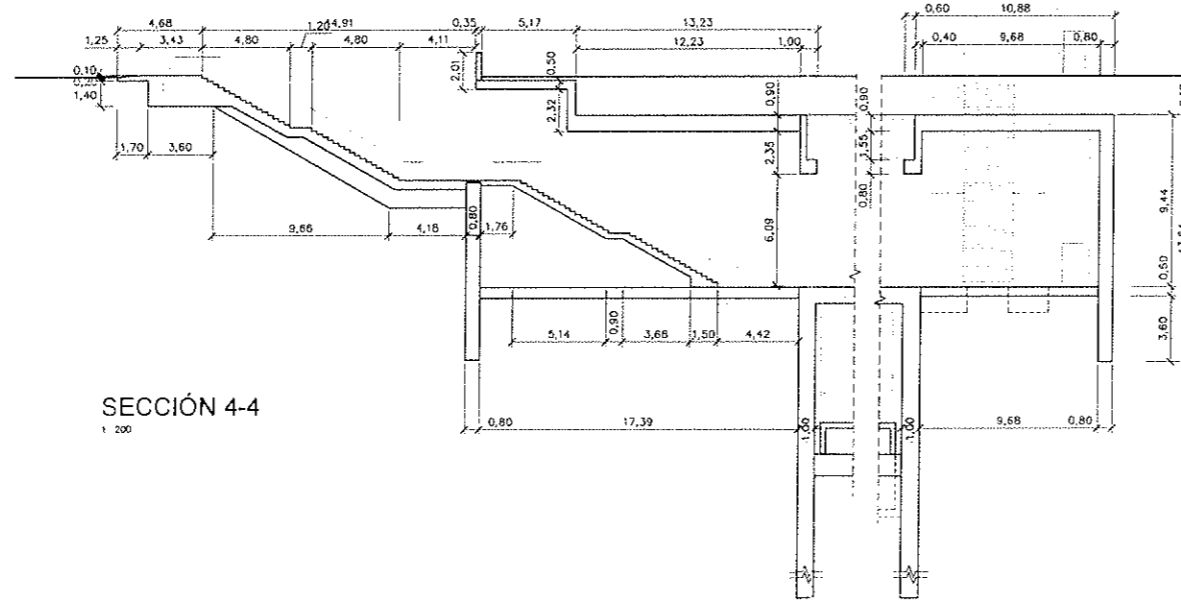
SECCIÓN 1-1
1:200



SECCIÓN 2-2
1:200



SECCIÓN 3-3
1:200



SECCIÓN 4-4
1:200

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	4000

I:\data\proyectos\2014\24\248\01\documentacion\temporal\p00\xxx\Hormigones\2_planes\1-2\07_14\acc-est-01-002.dwg 07/02/2014 - 18:16



CONSULTORES



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESTRUC.

INDICIA TAS

FECHA

FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN COLECTORA INDUSTRIAL-22
SECCIONES ACCESOS

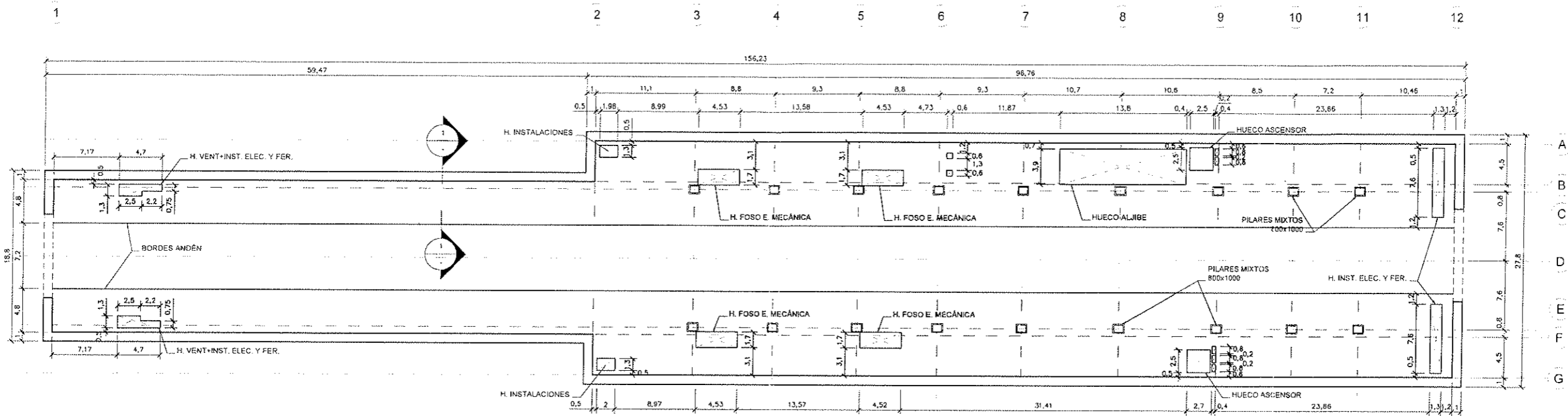
PLANO: PLOC-EST-ESR-12-22-08-ACC-P-002

02 de 02

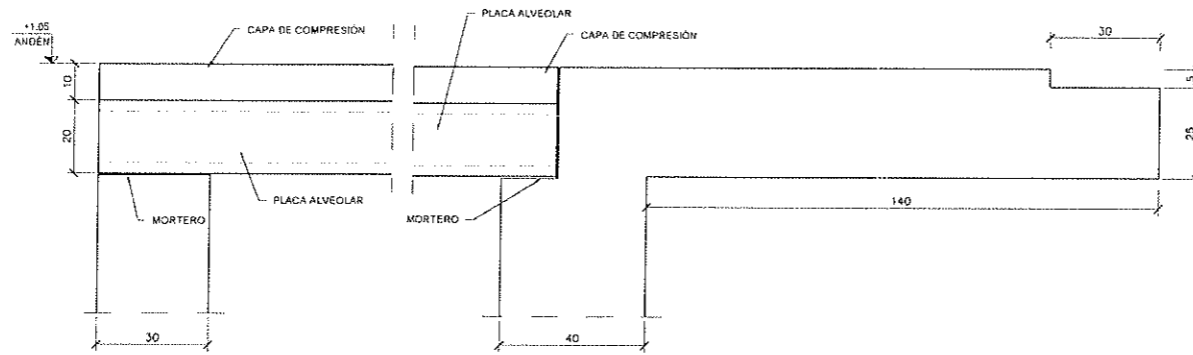
PLOC-EST-ESR-12-22-08-ACC-P001-P002.dwg

COMITÉ TECNICO METRO DE LIMA
ALonso Juan Dávalos GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

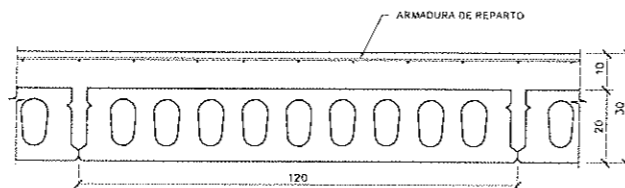




PLANTA ANDÉN
1/250



SECCIÓN 1-1
1/10
COTAS EN cm



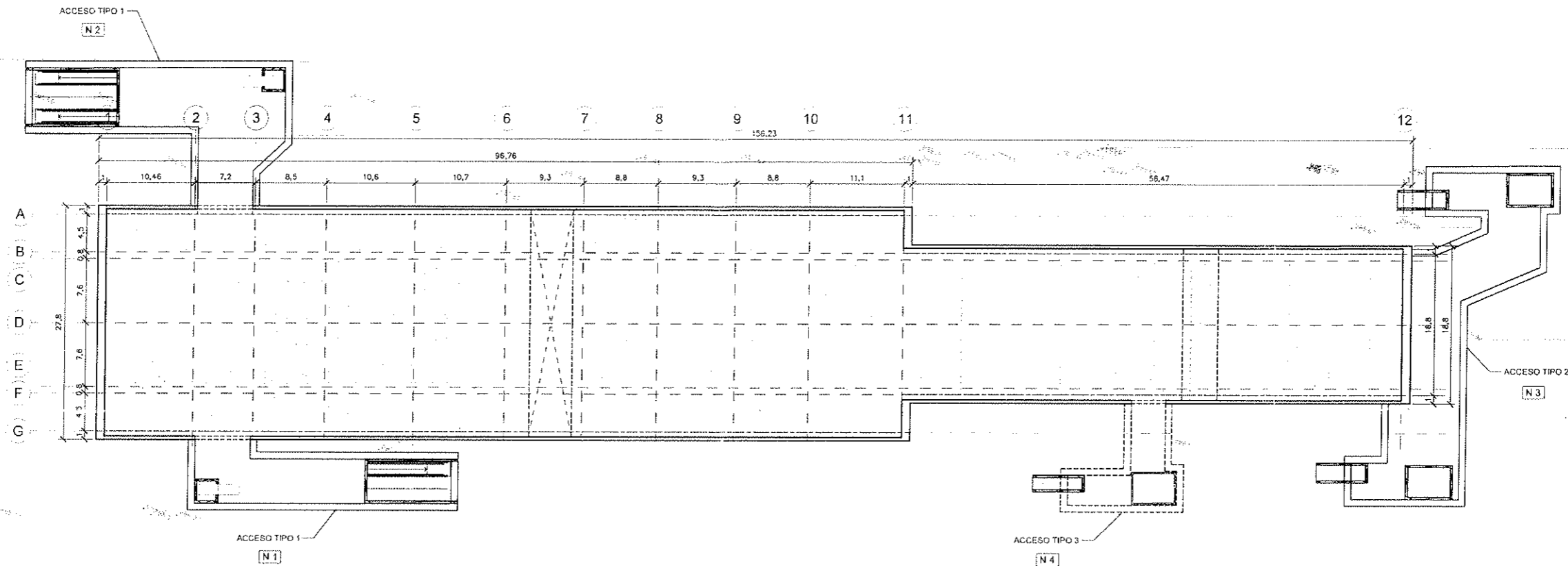
DETALLE PLACA ALVEOLAR
1/10
COTAS EN cm

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre / Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



PLANTA
1/300

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Columnas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

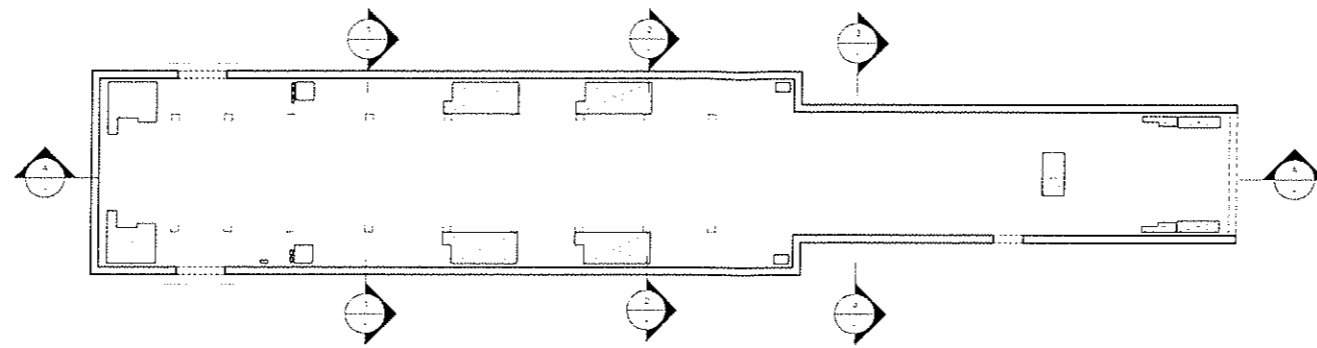
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-708M)	2500	-	4000



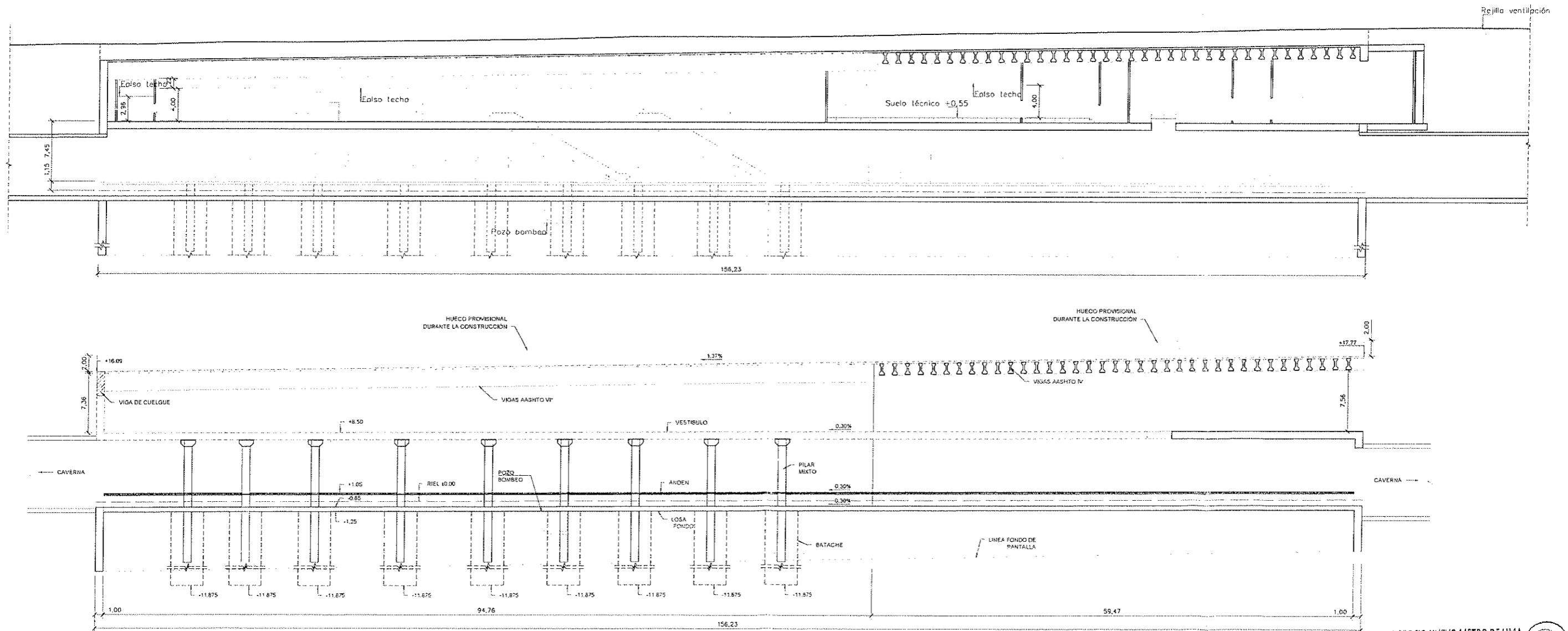
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA: 1/300	FECHA: FEBRERO 2014	PLANO: PLOC-EST-ESR-L2-23-01-DGE-P-001	ESTRUCTURAS ESTACIÓN LA CULTURA-23 PLANTA
01 de 03	0	0	0

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

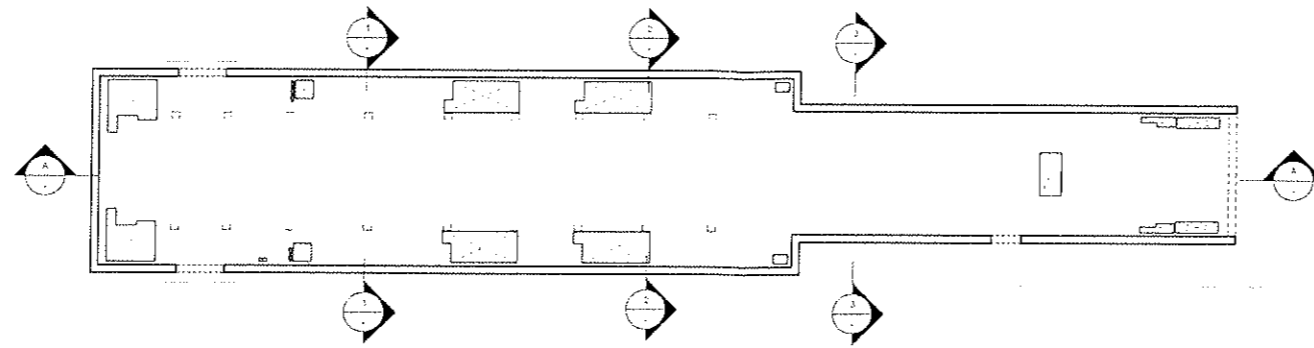


PLANTA
1/500

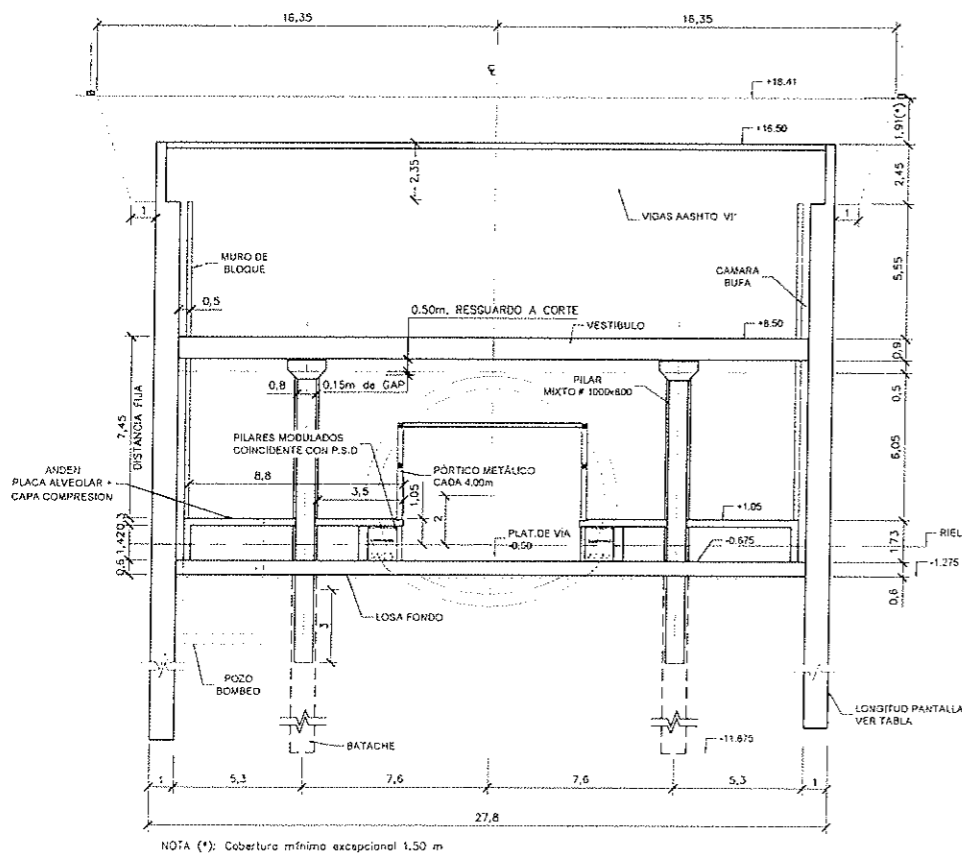


SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1/250

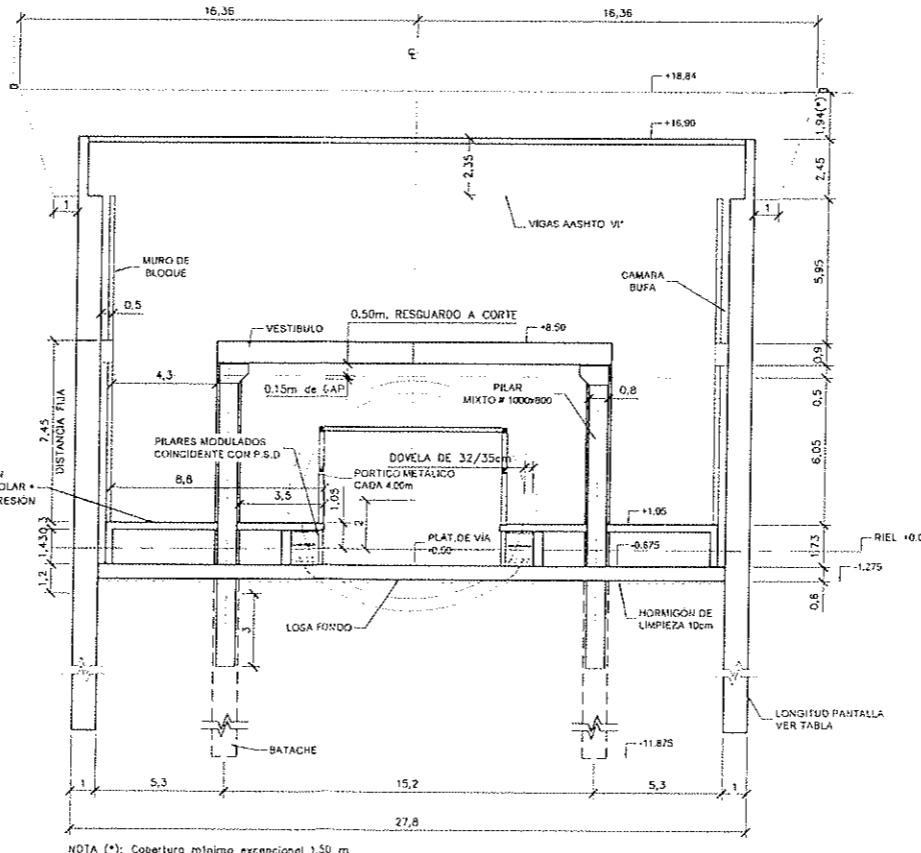
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BALSABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



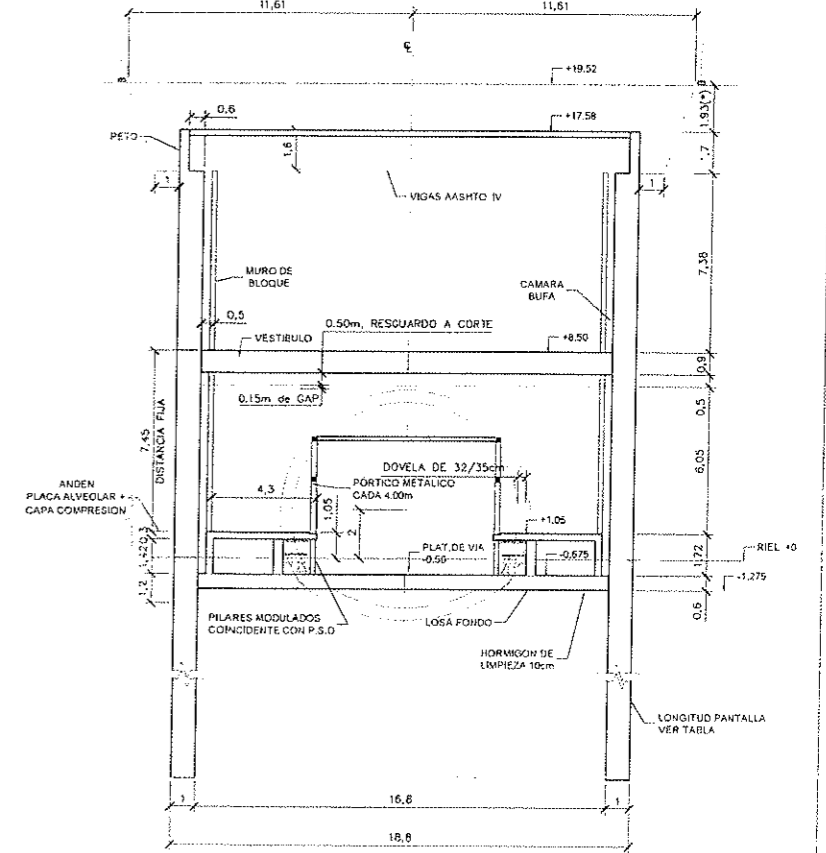
PLANTA
1/500



SECCIÓN 1-1
1/150



SECCIÓN 2-2
1/150



SECCIÓN 3-3
1/150

NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m

NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m

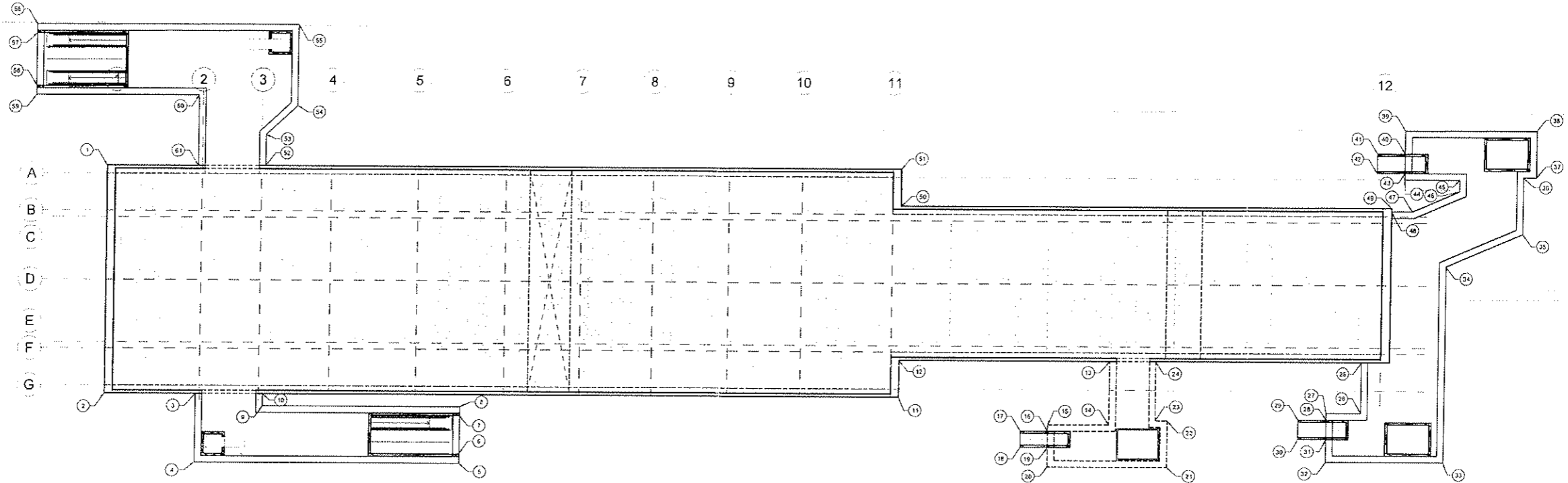
NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN DASABÁ GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTADOS	INDICADAS	ESTRUCTURAS	ESTACIÓN LA CULTURA-23
FECHA	FEBRERO 2014	SECCIONES TRANSVERSALES	
PLANO N°		PLOC-EST-ESR-L2-23-01-DGE-P-003	
REVISIÓN	03 de 03	0	



PLANTA REPLANTEO
1:300

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	288063.543	8667470.661
2	288074.081	8667444.936
3	288084.223	8667449.090
4	288087.404	8667441.334
5	288117.173	8667453.544
6	288116.759	8667454.563
7	288114.975	8667458.912
8	288114.558	8667450.930
9	288092.373	8667450.830
10	288091.811	8667452.189
11	288163.818	8667481.614
12	288161.913	8667485.778
13	288185.441	8667495.416
14	288188.374	8667488.258
15	288181.584	8667485.467
16	288181.895	8667484.734
17	288178.851	8667483.487
18	288179.811	8667481.537
19	288182.645	8667482.884
20	288183.553	8667480.674

PTO	X	Y
21	288197.004	8667486.184
22	288194.842	8667491.460
23	288193.455	8667490.899
24	288190.715	8667497.577
25	288213.872	8667507.062
26	288216.220	8667501.329
27	288212.207	8667498.684
28	288212.513	8667498.925
29	288209.484	8667497.668
30	288210.404	8667495.451
31	288213.433	8667496.708
32	288214.496	8667494.143
33	288227.763	8667499.599
34	288218.703	8667521.707
35	288225.828	8667528.946
36	288223.212	8667535.732
37	288224.863	8667535.936
38	288222.479	8667541.198
39	288207.659	8667535.650
40	288208.720	8667532.458

PTO	X	Y
41	288205.682	8667531.197
42	288206.597	8667528.993
43	288209.630	8667530.237
44	288209.933	8667529.497
45	288216.121	8667532.055
46	288216.660	8667530.751
47	288212.270	8667626.291
48	288209.971	8667525.349
49	288209.819	8667525.718
50	288154.786	8667503.175
51	288153.080	8667507.339
52	288081.273	8667477.924
53	288076.828	8667481.425
54	288082.024	8667488.133
55	288078.242	8667495.296
56	288049.022	8667483.234
57	288049.441	8667482.217
58	288051.883	8667476.302
59	288052.303	8667475.285
60	288070.428	8667482.767
61	288073.685	8667474.616

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASAVE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL

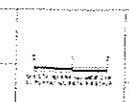


CONSULTORES



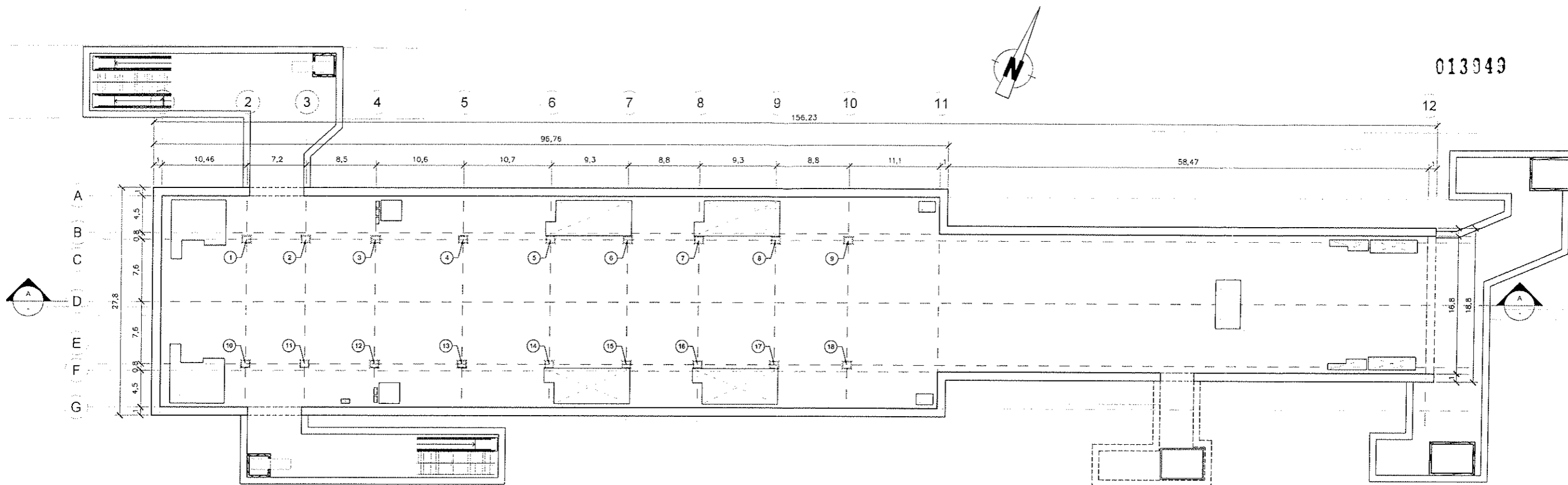
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESTR. 1.1.1
1:300
FECHA
FEBRERO 2014



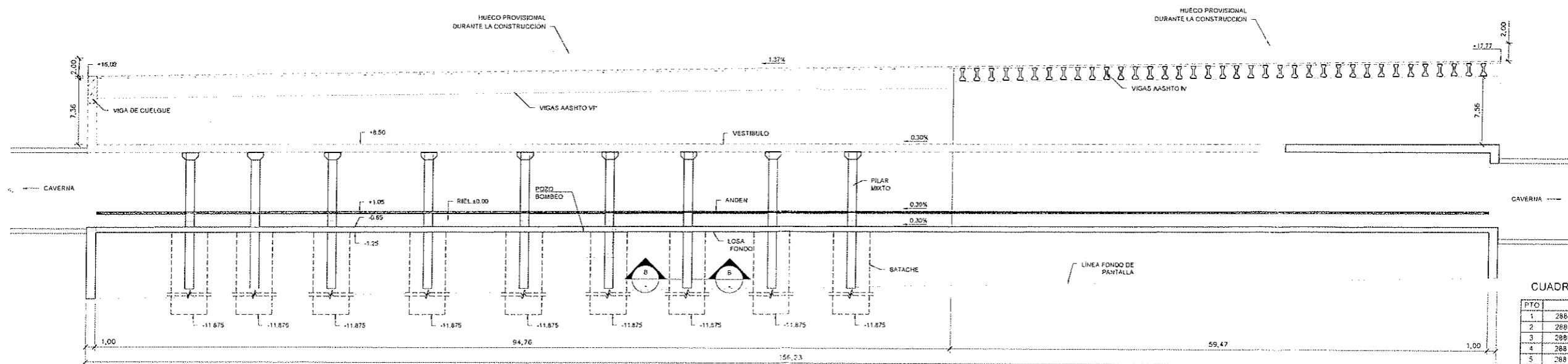
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN LA CULTURA-23
PLANTA REPLANTEO
PLOC-EST-ESR-L2-23-02-REP-P-001
01 de 01
0

013949



PLANTA REPLANTEO

1/250



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A

1/250

CUADRO DE REPLANTEO

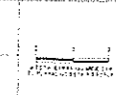
PTO	X	Y
1	288076.536	8667466.176
2	288083.214	8667471.905
3	288091.063	8667475.126
4	288100.872	8667479.145
5	288110.773	8667483.201
6	288119.378	8667486.726
7	288127.522	8667490.062
8	288136.127	8667493.587
9	288144.271	8667495.923
10	288082.298	8667455.110
11	288088.900	8667457.839
12	288096.825	8667461.061
13	288106.034	8667455.079
14	288116.535	8667466.135
15	288125.140	8667472.660
16	288133.284	8667475.896
17	288141.889	8667479.521
18	288150.033	8667482.857

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO ABAN HERNANDEZ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



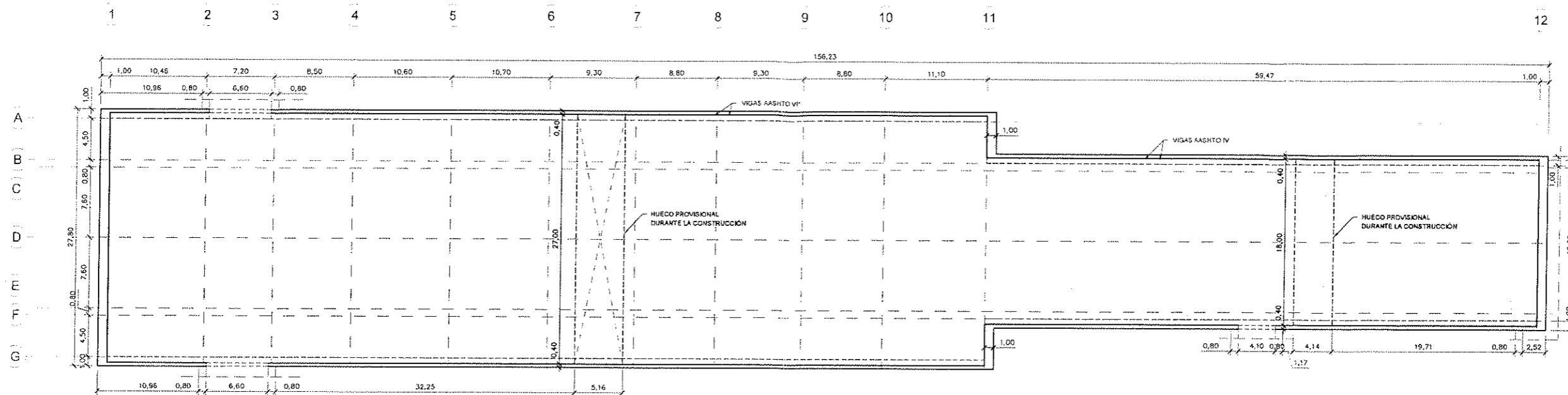
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA: A
1/200
FECHA: FEBRERO 2014

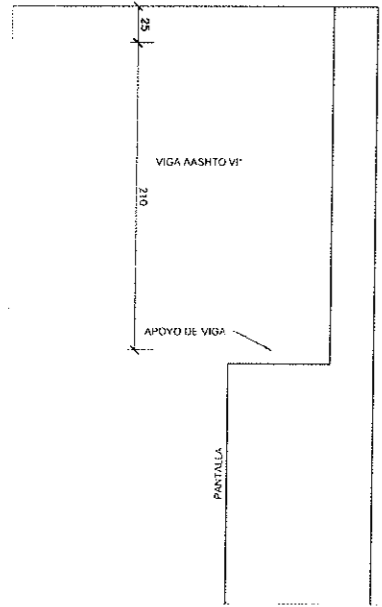


ESTRUCTURAS
ESTACION LA CULTURA-23
CIMETACIÓN
PLOC-EST-ESR-L2-23-04-CIM-P-001
01 de 02

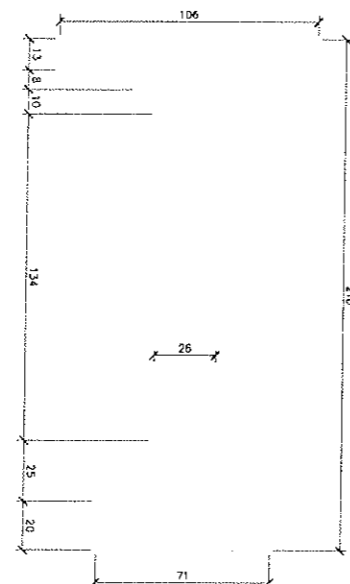
D:\PROYECTOS\2014\07\0701_PLOC-EST-ESR-L2-23-04-CIM-P001-P001.dwg - 07/02/2014 - 19:26



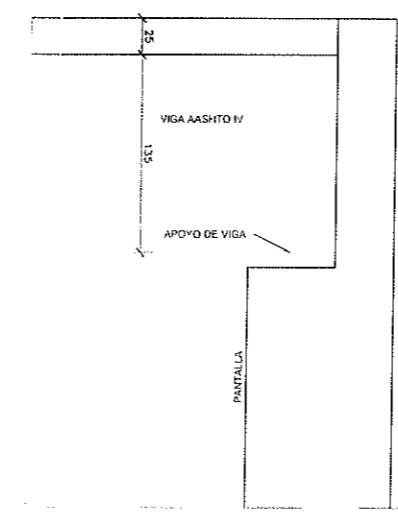
PLANTA CUBIERTA
1:250



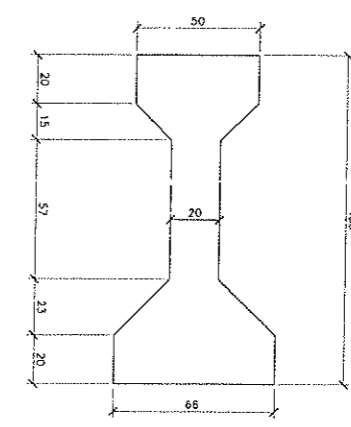
DETALLE APOYO PARA AASHTO VI*
1:25
COTAS EN cm



TRABE AASHTO VI*. Separación 125cm
1:15
COTAS EN cm



DETALLE APOYO PARA AASHTO IV
1:25
COTAS EN cm

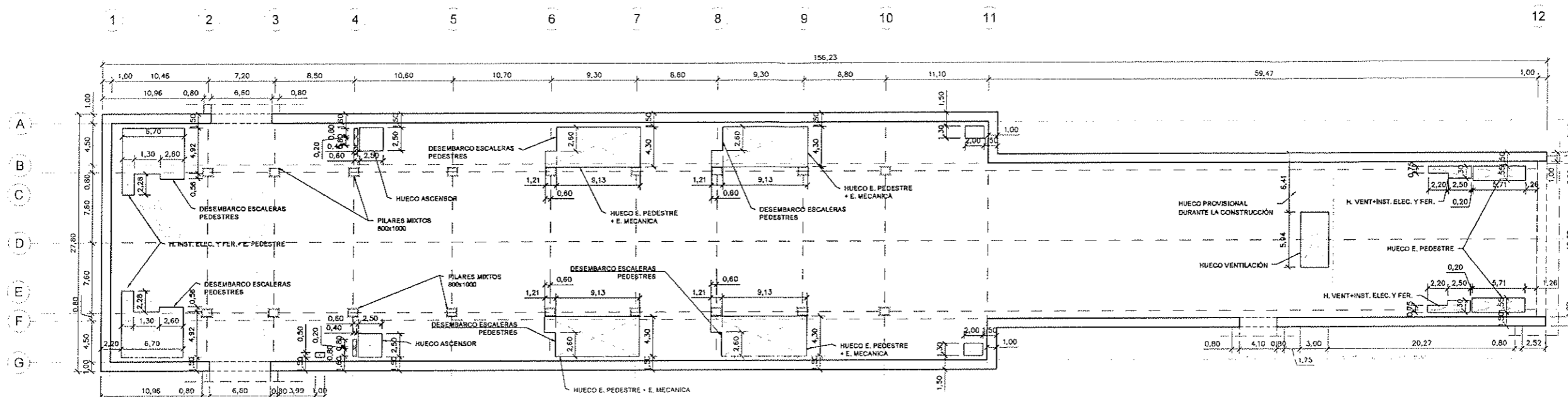


TRABE AASHTO IV. Separación 160cm
1:15
COTAS EN cm

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=24.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestíbulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20x10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUIROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGIA DE HORMIGONES					
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGIAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	-	-	-
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	-	1200



PLANTA VESTIBULO
1.250

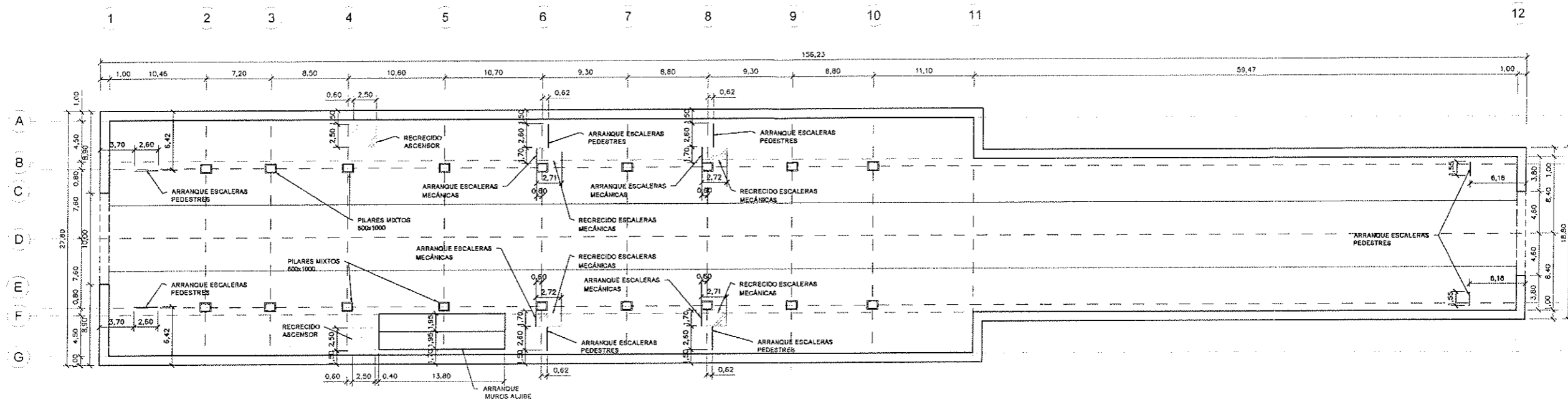
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=24.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.80	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



PLANTA LOSA DE FONDO

1/250

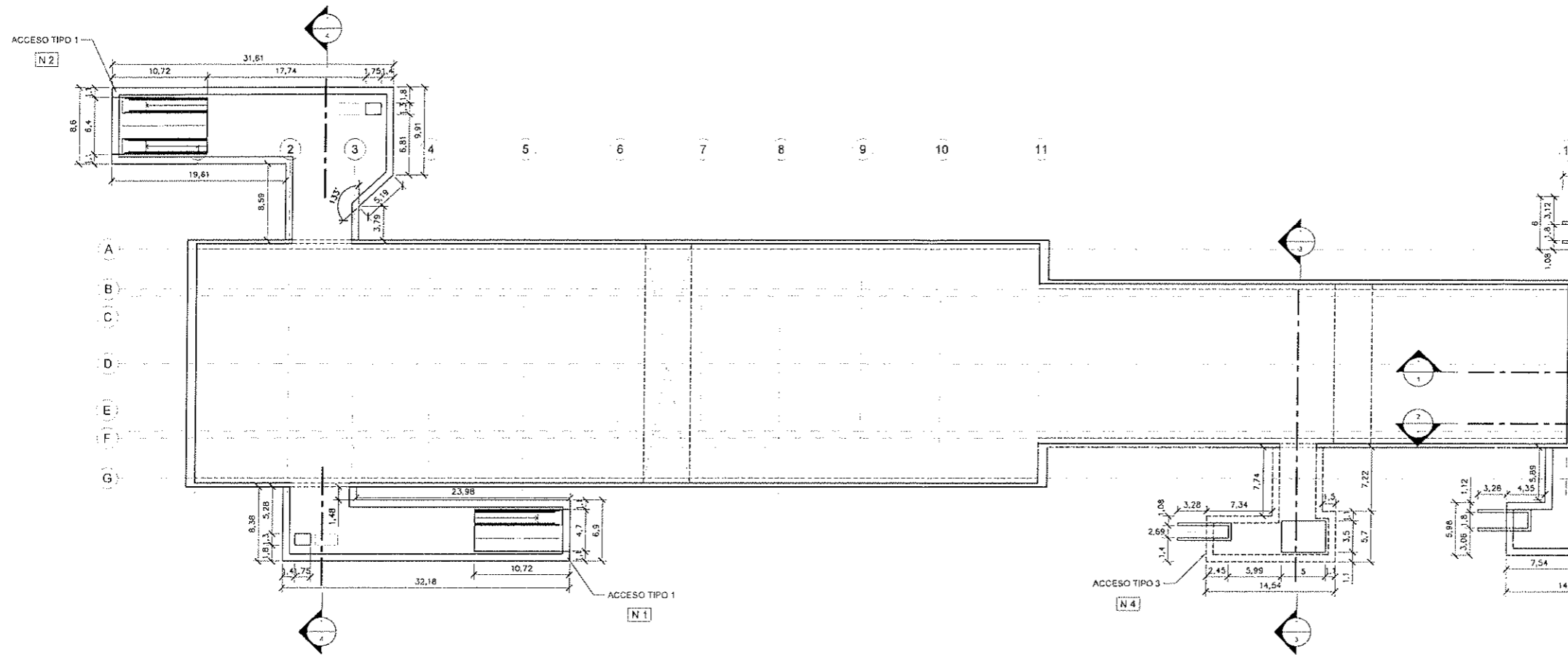
CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=24.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1,00x0,80	-	130.00
LOSAS	Vestibulo. Zona ancha	0.90	160.00
	Vestibulo. Zona estrecha	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Andén	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGIAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm2	f _y max kg/cm2	f _u min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



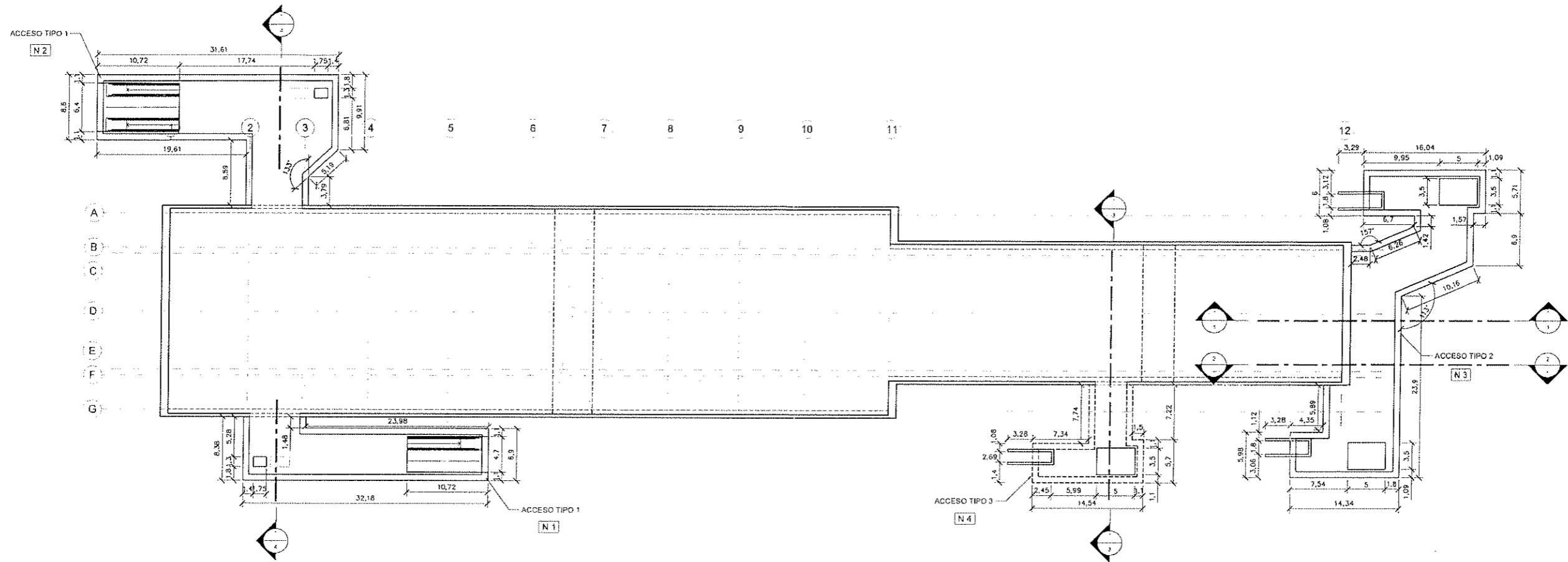
PLANTA ACCESOS
1:300

TIPOLC

ELEM
Pantallas
Losa Cubi
Losas inte Escaleras interiores
Losa de Fr
Viguetas A
Piñares
Balache de
Hormigón r limpi
Duvelas

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	fy.min kg/cm2	fy.max kg/cm2	fu.min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr. 60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr. 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



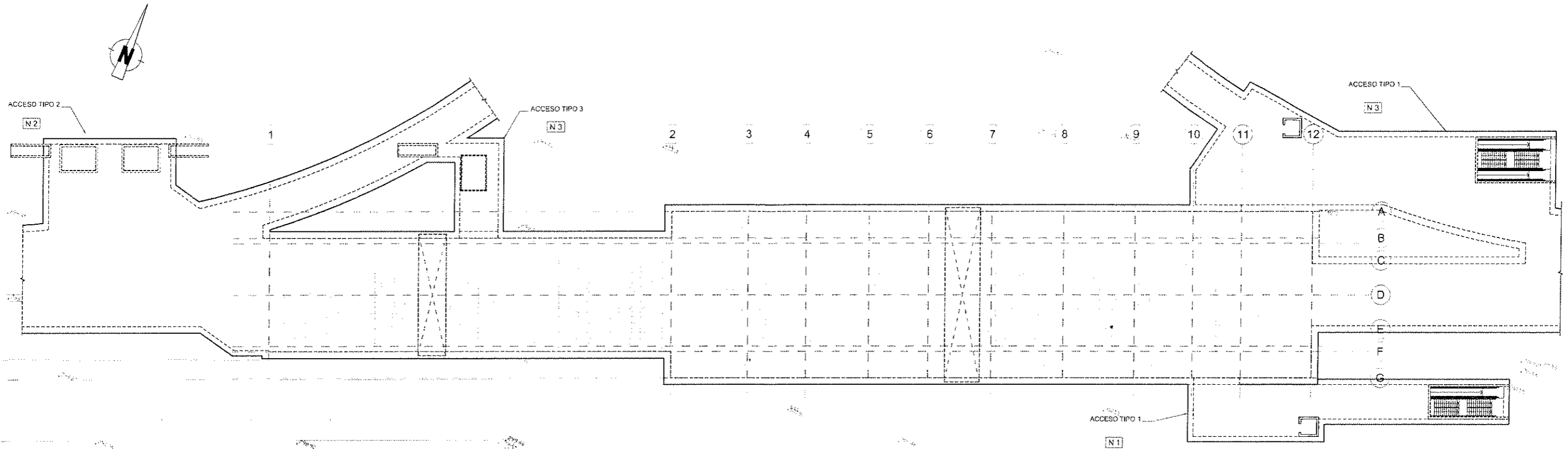
PLANTA ACCESOS
1:300

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

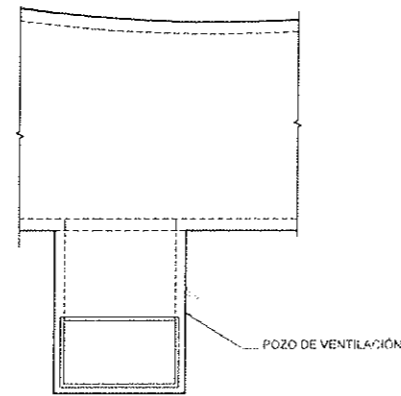
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Balache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dóveles	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000



PLANTA
1:300



PLANTA
1:300

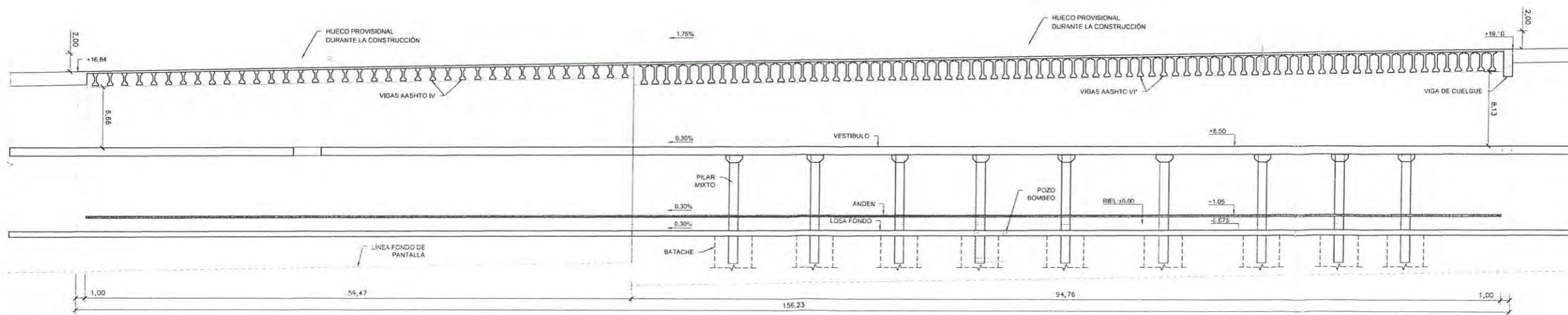
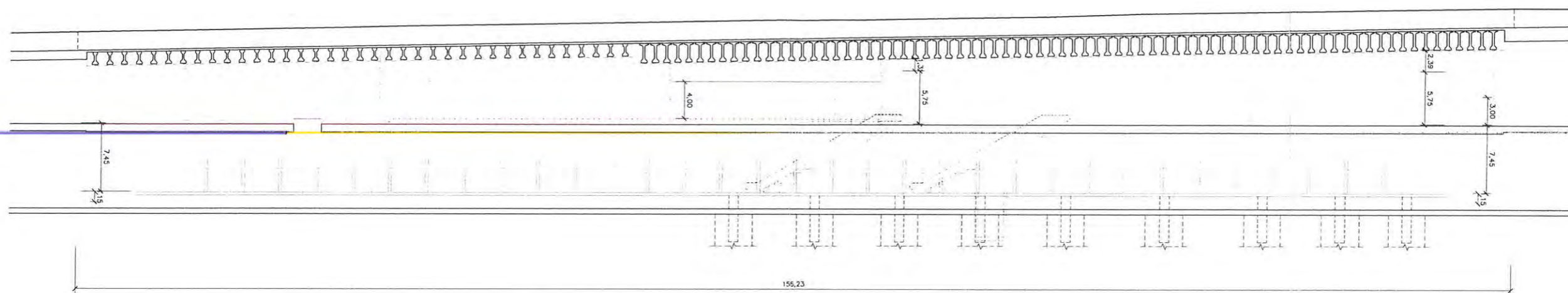
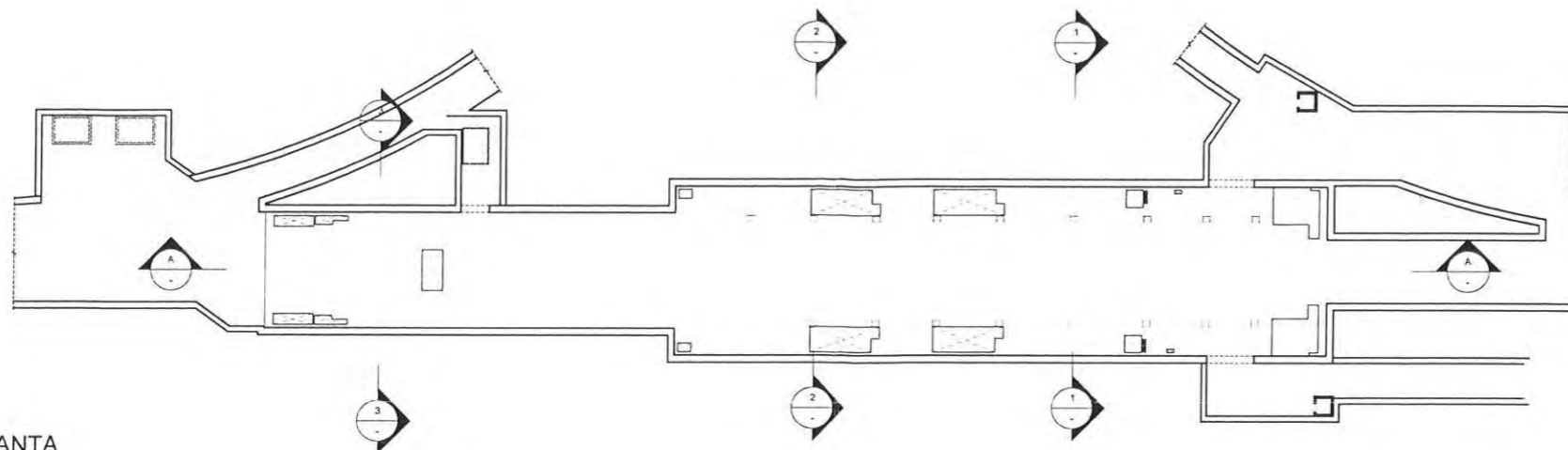
TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f'c.min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	fy.min kg/cm2	fy.max kg/cm2	fu.min kg/cm2
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

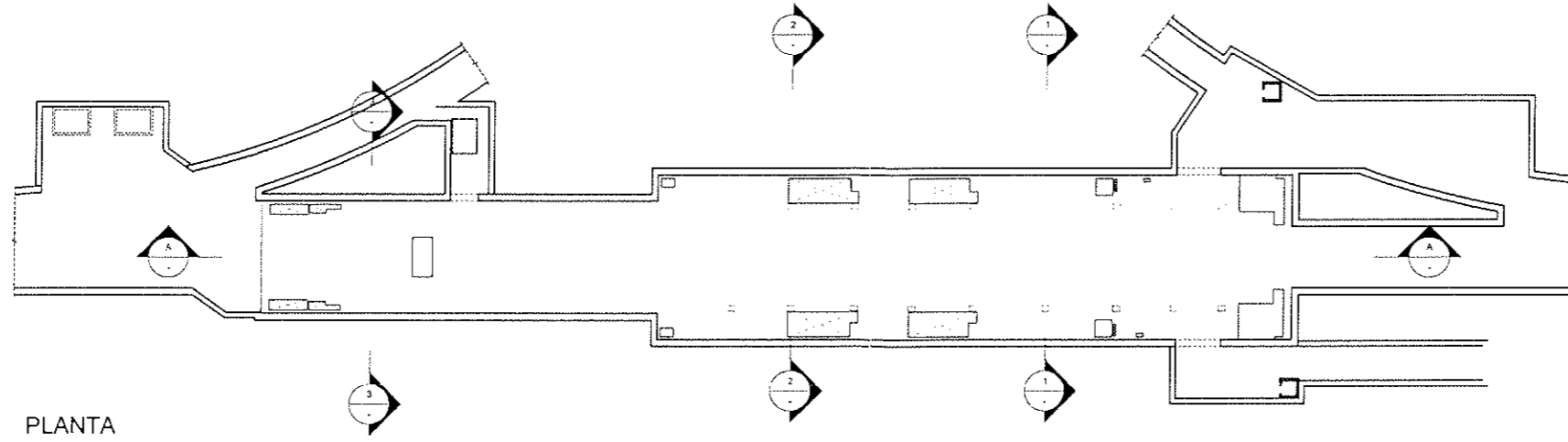
PLANTA
1/500



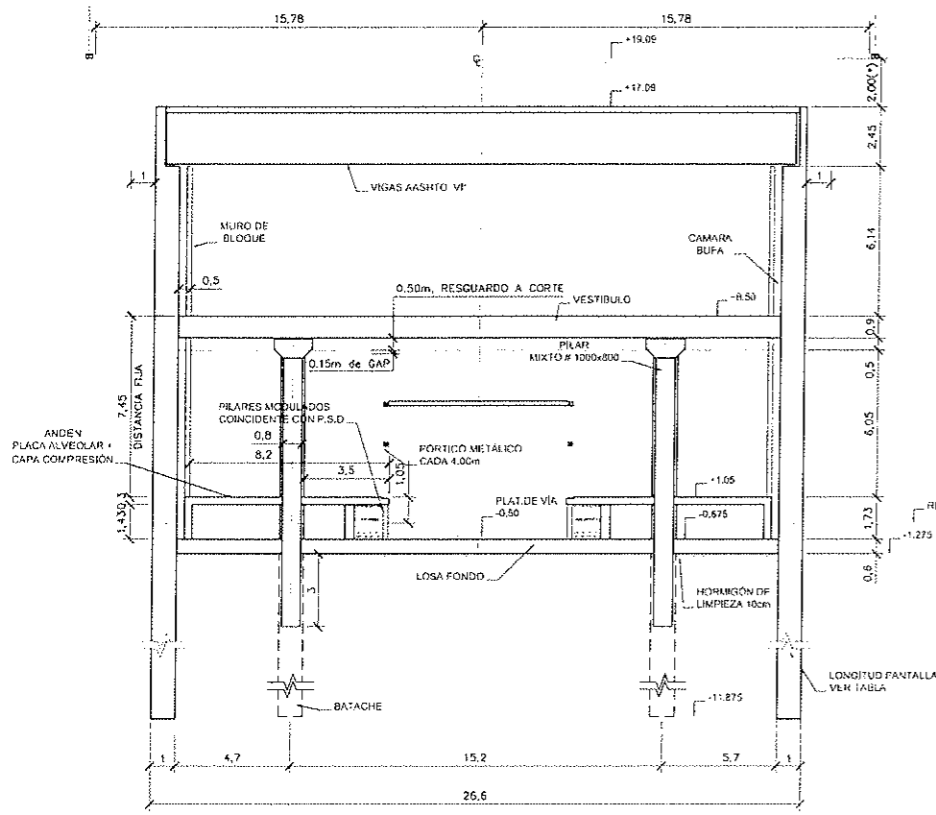
SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1/250

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



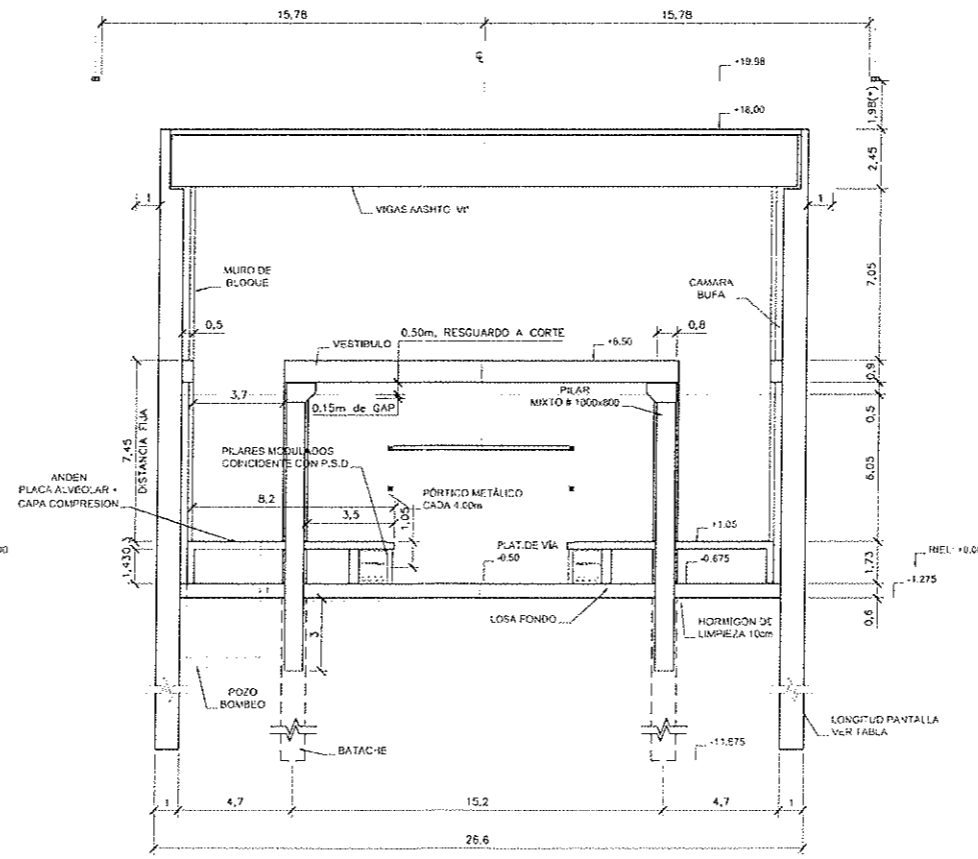


PLANTA
1/500



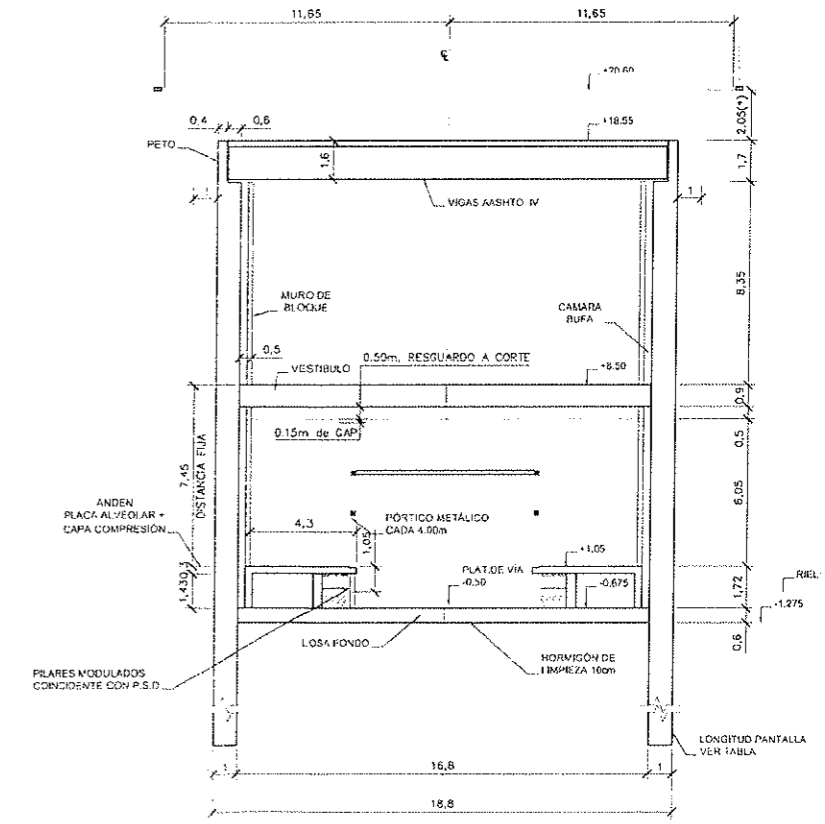
SECCIÓN 1-1
1/150

NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m



SECCIÓN 2-2
1/150

NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m



SECCIÓN 3-3
1/150

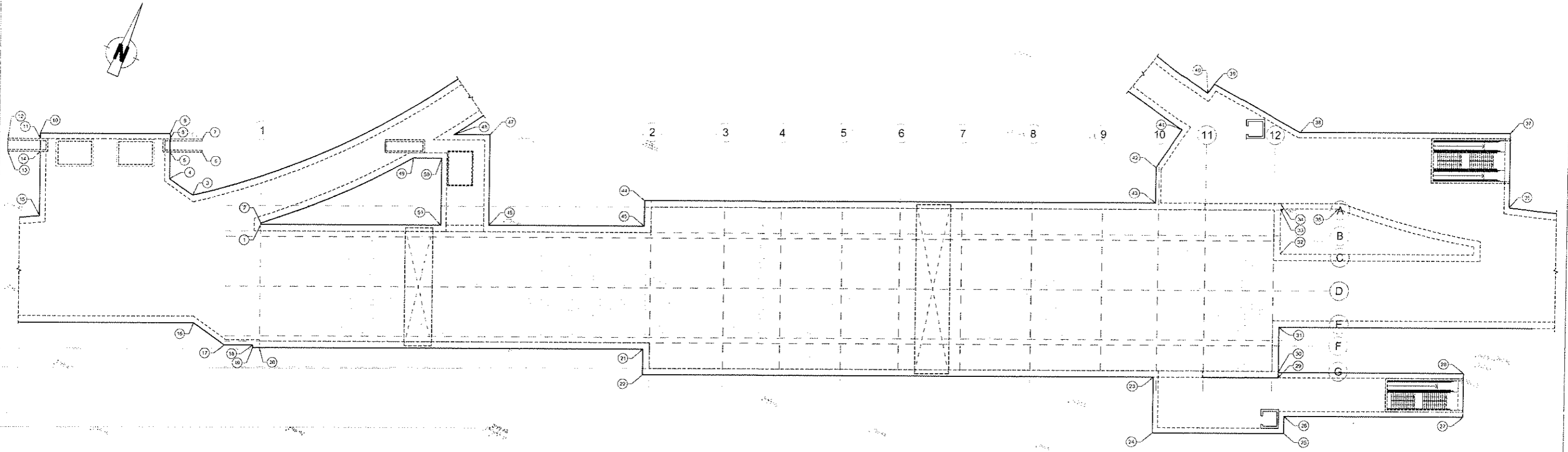
NOTA (*): Cobertura mínima excepcional 1.50 m

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESTAD. 1A	INDICADAS	ESTRUCTURAS	ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
FECHA	FEBRERO 2014	SECCIONES TRANSVERSALES	
PLANO N°	PLOC-EST-ESR-L2-24-01-DGE-P-003	HOJA	03 de 03
PROYECTO		REVISIÓN	0



PLANTA REPLANTEO

1:300

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	288796.710	8667766.157
2	288796.622	8667766.371
3	288785.411	8667766.318
4	288781.197	8667767.304
5	288779.656	8667771.064
6	288784.172	8667772.914
7	288783.414	8667774.765
8	288778.896	8667772.915
9	288778.595	8667773.655
10	288760.459	8667766.226
11	288760.762	8667765.486
12	288756.246	8667763.636
13	288757.004	8667761.785
14	288761.520	8667763.635
15	288765.217	8667754.610
16	288793.115	8667748.451
17	288798.790	8667747.123
18	288802.761	8667748.750
19	288802.908	8667748.381
20	288803.833	8667748.761
21	288857.945	8667770.915
22	288856.422	8667767.306
23	288931.240	8667796.712
24	288934.462	8667788.845
25	288953.104	8667796.481

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
26	288952.118	8667796.888
27	288977.326	8667806.215
28	288974.787	8667815.415
29	288948.965	8667803.970
30	288948.660	8667804.717
31	288946.047	8667811.097
32	288941.805	8667821.461
33	288939.190	8667827.847
34	288938.887	8667828.587
35	288947.332	8667831.162
36	288971.203	8667841.319
37	288966.918	8667851.760
38	288937.378	8667839.679
39	288922.332	8667841.543
40	288921.979	8667839.860
41	288920.668	8667833.226
42	288919.106	8667826.332
43	288921.156	8667821.326
44	288849.343	8667791.923
45	288850.621	8667788.313
46	288828.728	8667779.267
47	288823.493	8667762.047
48	288818.478	8667785.993
49	288814.260	8667784.374
50	288816.149	8667785.968
51	288822.019	8667776.520

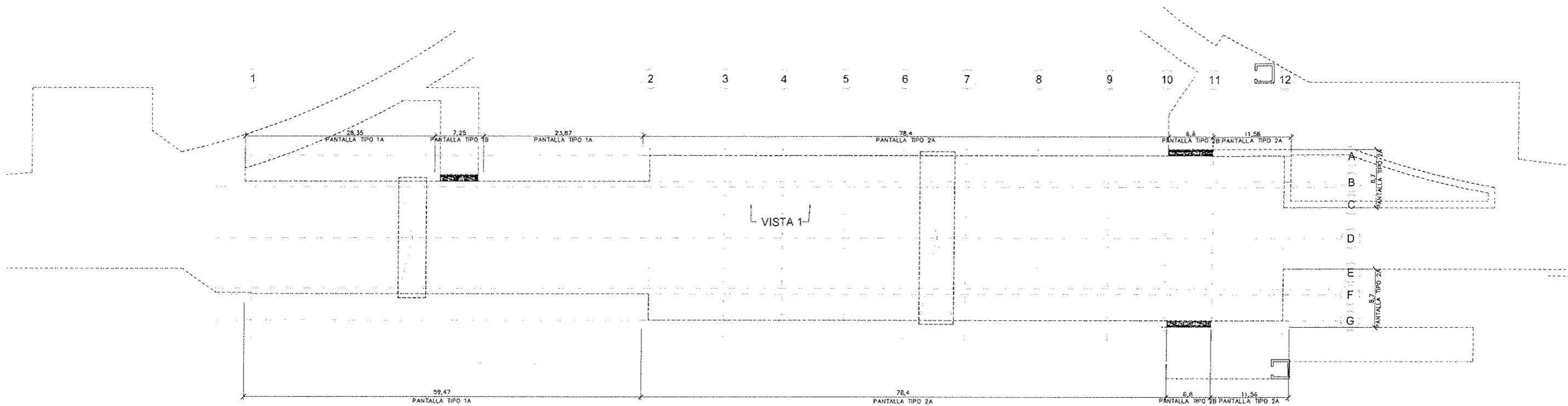
\\redmec\bdos\proyectos\24\24\EST-ESR-L2-24\01_PLOC-EST-ESR-L2-24-REP-P001.dwg - 07/02/2014 - 19:59

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



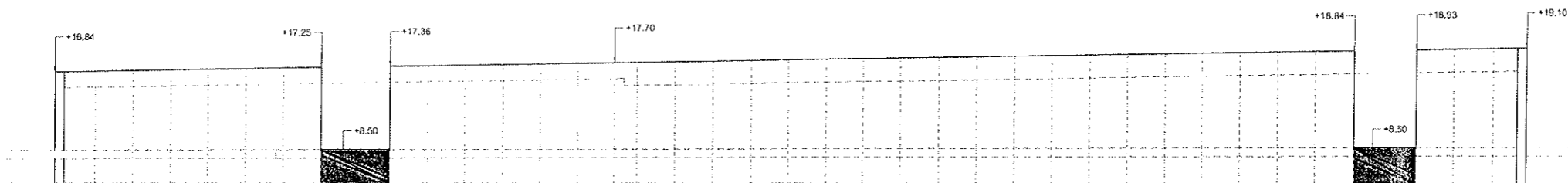
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA:	1:300	FECHA:	FEBRERO 2014	NO. DE PLANTA:	01 de 01	REVISIÓN:	0
ESTRUCTURAS ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24 PLANTA REPLANTEO				PLOC-EST-ESR-L2-24-02-REP-P-001			



PLANTA ESTACIÓN
1:300

NOTA: Definición de pantallas de accesos en planos de accesos.



VISTA 1
1:300

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m ²)
PANTALLAS	Zona ancha. L=26.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20x10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN SASABE GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL

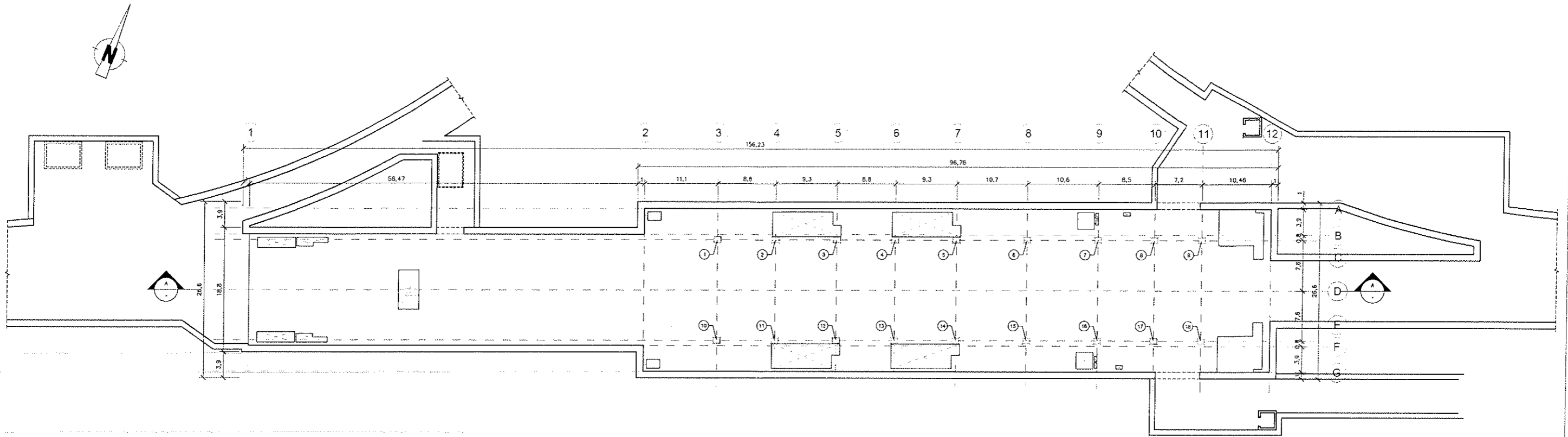


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

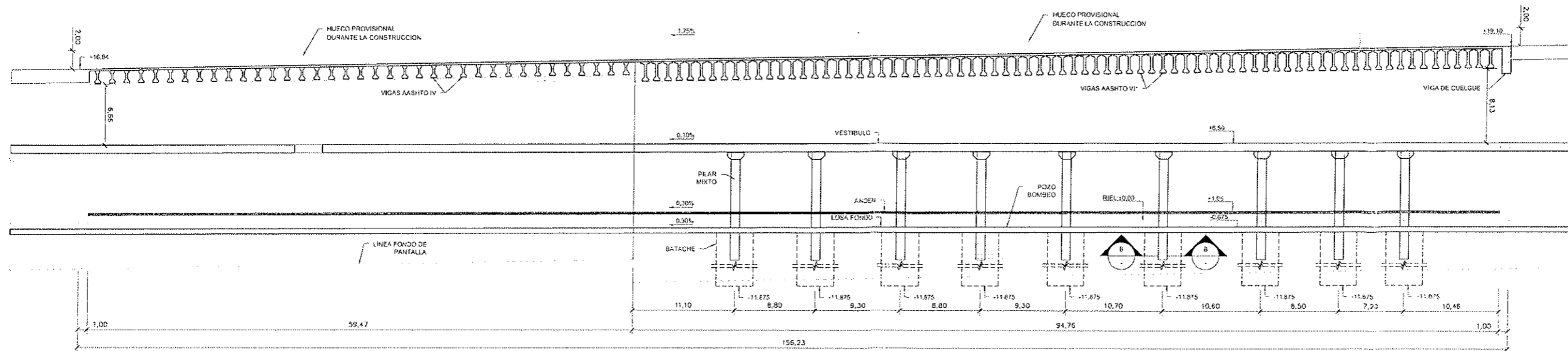
ESCALA: 1:300
FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
PANTALLAS PLANTA
PLOC-EST-ESR-L2-24-03-PAN-P-001
01 de 01

D:\trabajo\proyectos\14338\14338014\documentacion\temporal\ploc-est-est17011.dwg



PLANTA REPLANTEO
1:300



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
1:250

CUADRO DE REPLANTEO

PTO	X	Y
1	288902.701	8667791.233
2	288970.845	8667794.567
3	288879.451	8667798.081
4	288887.595	8667801.426
5	288898.201	8667804.950
6	288905.103	8667809.004
7	288915.913	8667813.021
8	288923.777	8667816.241
9	288930.440	8667818.909
10	288938.460	8667821.168
11	288946.605	8667824.501
12	288955.210	8667828.025
13	288963.355	8667831.359
14	288971.861	8667835.883
15	288981.863	8667840.938
16	288992.672	8667846.954
17	288929.537	8667802.175
18	288936.200	8667804.903

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



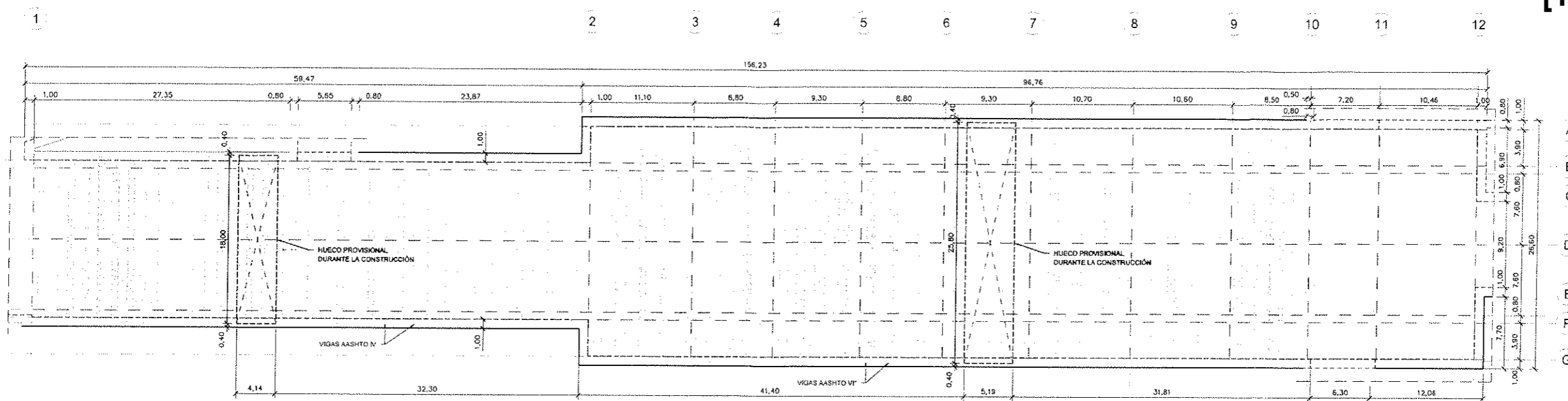
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

ESCALA: 1:200
INDICADAS
FECH: FEBRERO 2014

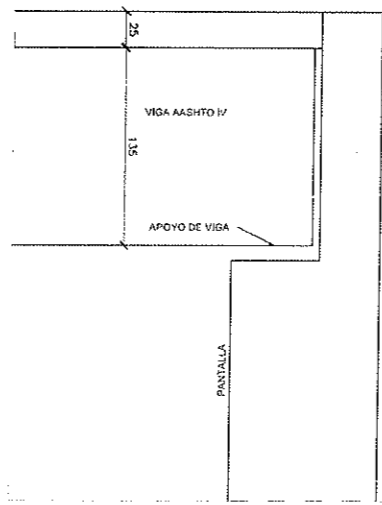
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
CIMENTACION

PLOC-EST-ESR-L2-24-04-CIM-P-001

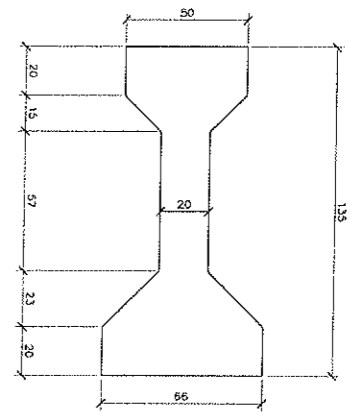
01 de 02 0



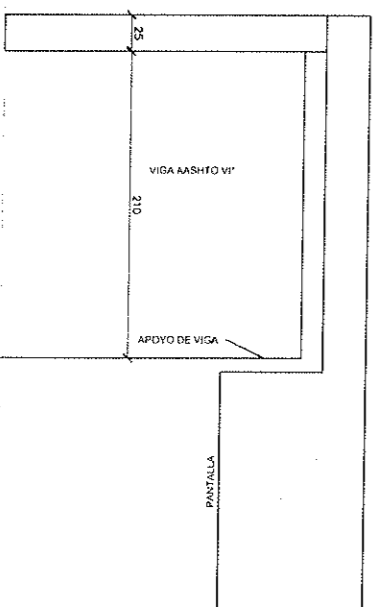
PLANTA CUBIERTA
1:250



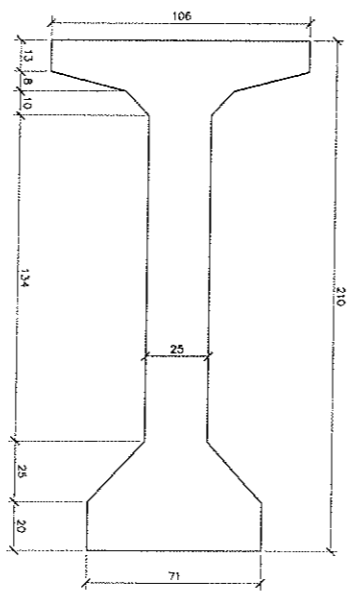
DETALLE APOYO PARA AASHTO IV
1:25
COTAS EN cm



TRABE AASHTO IV. Separación 160cm
1:15
COTAS EN cm



DETALLE APOYO PARA AASHTO VI*
1:75
COTAS EN cm



TRABE AASHTO VI*. Separación 125cm
1:15
COTAS EN cm

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha, L=26.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha, L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas, L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestibulo	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUIROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

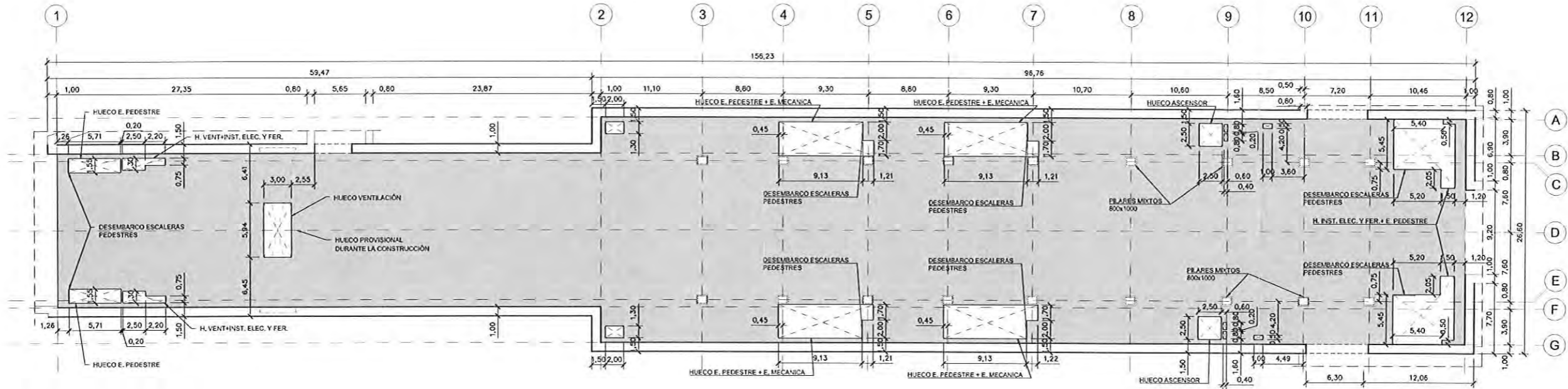
TIPOLOGÍA DE HORMIGONES					
ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS				
ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm²	f _y max kg/cm²	f _u min kg/cm²
Aceros en Concreto Reforzado	Gr. 60 (ASTM A-706)	4200	5500	5800
Aceros en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr. 270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Aceros Estructurales Perfiles Laminados	Gr. 250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

I:\Proyectos\2014\2014-05-cub-p001-p001.dwg - 07/02/2014 - 20:03
 I:\Proyectos\2014\2014-05-cub-p001-p001.dwg - 07/02/2014 - 20:03
 I:\Proyectos\2014\2014-05-cub-p001-p001.dwg - 07/02/2014 - 20:03

<p>ProlInversión Agencia de Promoción de la Inversión Privada - Perú</p>	<p>CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA</p>	<p>CONSULTORES</p>	<p>CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A</p>	<p>ESCALA: 1:100</p>	<p>FECHA: FEBRERO 2014</p>	<p>ESTRUCTURAS ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24 PLANTA CUBIERTA</p>
				<p>PROYECTO: PLOC-EST-ESR-L2-24-05-CUB-P-001</p>	<p>REVISIÓN: 01 de 01</p>	<p>0</p>

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA VESTIBULO

1-250

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=26.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Balaches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI' (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Balache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm²	f _y max kg/cm²	f _u min kg/cm²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

\\sdc\informacion\p00-244804_documento\temporal\p00-xxxx-41ec.m.lima\02_planos\02_planos\11-2017_plano-est-est-24-06-ves-p001-p001.dwg - 07/02/2014 - 20:04

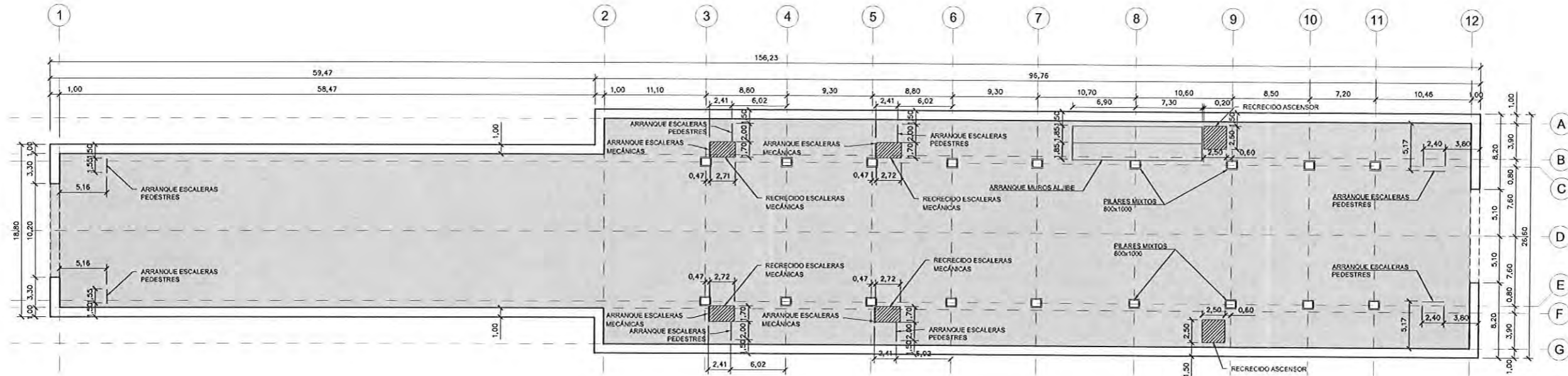


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA (4:1)
1:250
FECHA
FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
PLANTA VESTIBULO
PLANO N° PLOC-EST-ESR-L2-24-06-VES-P-001
HOJA 01 de 01
REVISIÓN 0

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



PLANTA LOSA FONDO
1:250

CUANTÍA POR ELEMENTOS			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	CUANTÍA (kg/m³)
PANTALLAS	Zona ancha. L=26.00m	1.00	180.00
	Zona estrecha. L=24.00m	1.00	180.00
	Bataches en Pilas. L=10.00m	1.00	150.00
PILAS	1.00x0.80	-	130.00
LOSAS	Vestíbulo	0.90	140.00
	Bajo andén	0.60	125.00
	Escaleras	0.30	Varios
PLACA ALVEOLAR	Forjado placa alveolar (20+10 cm)	-	-
VIGAS PRETENSADAS	AASHTO IV (1.35+0.25 m)	-	-
	AASHTO V (1.60+0.30 m)	-	-
	AASHTO VI* (2.10+0.25 m)	-	-
MUROS	Andén	0.30	140.00
		0.40	140.00

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f'c.diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm2	f _y .max kg/cm2	f _u .min kg/cm2
Aceros en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Aceros en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Aceros Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

\\d:\proyectos\metrolima\p03-448\04_documentación temporal\p03-448-xxxx-licit.m.lima\02_planos\1-2\07_p03-est-est-2-24-07-est-p03-001-001.dwg - 07/02/2014 - 20:04



CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA (A1)
1:250
FECHA
FEBRERO 2014

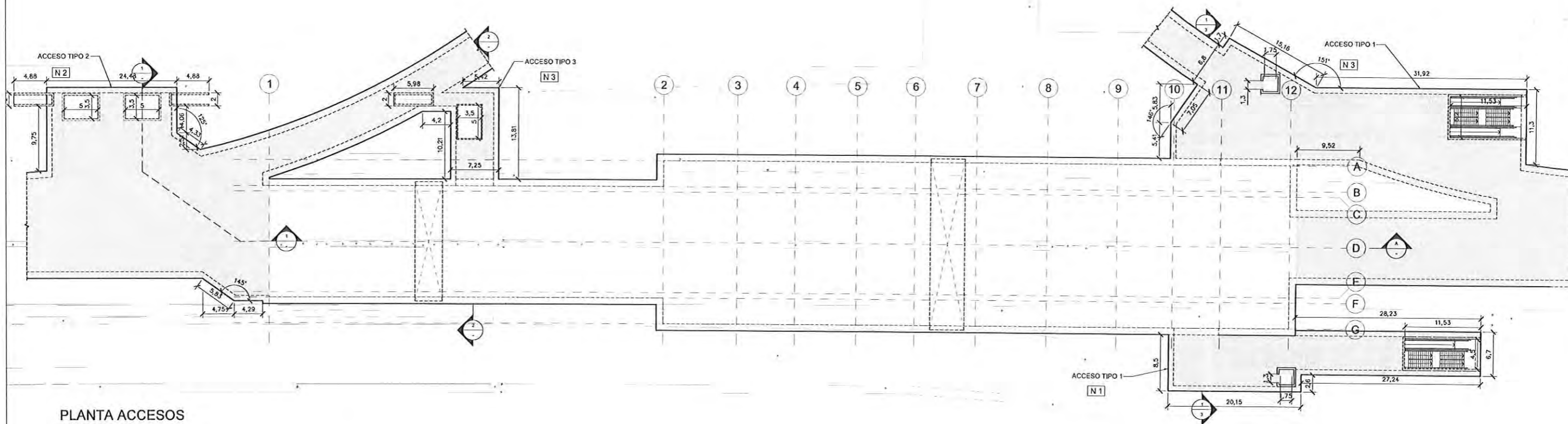
ESTRUCTURAS
ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
PLANTA LOSA FONDO

CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASARE GARCÍA
REPRESENTANTE LEGAL

ESR-L2-24-07-LSF-P-001
0701-PLOC-EST-ESR-L2-24-07-LSF-P001-001.dwg

HOJA 01 de 01
REVISIÓN 0

013967



PLANTA ACCESOS

1:300

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c .min Mpa	f _c .diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición	
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	50	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	35	30	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	40	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	75	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensado	A	34.3	40	30	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y .min kg/cm ²	f _y .max kg/cm ²	f _u .min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000

\\lavinclor\domestigo\3-2448\04_documentación\temporal\p03-xxxx-licl\m_lima\02_planeta11-e\07_pla-est-est\01_pla-est-est-2-24-08-acc-p001-p002.dwg - 07/02/2014 - 20:05

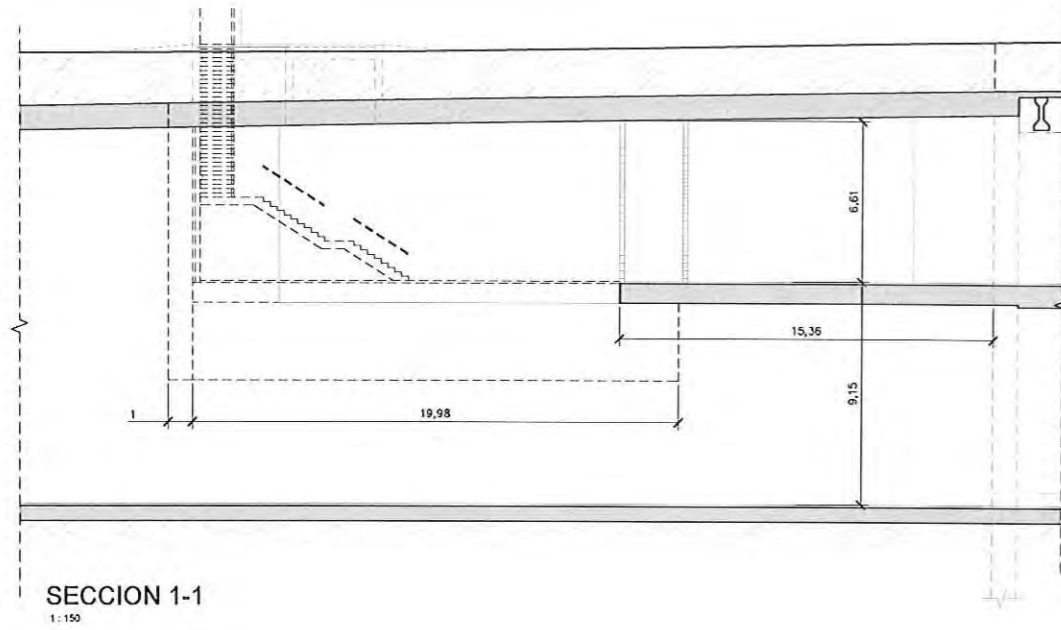


CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO," ETAPA 1A

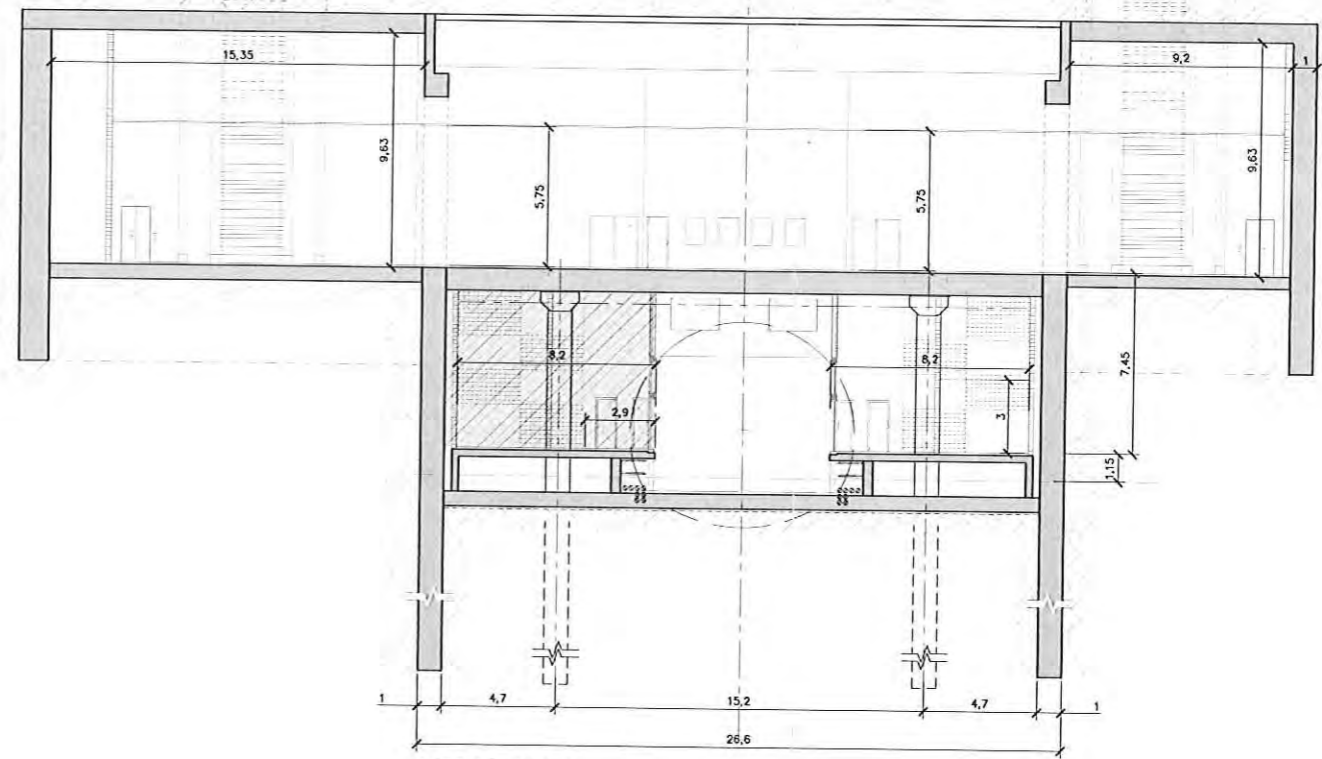
ESCALA (A1)
1:300
FECHA
FEBRERO 2014

ESTRUCTURAS
ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
PLANTA ACCESOS
PLANO Nº PLOC-EST-ESR-12-24-08-ACC-P-001
HOJA 01 de 02
REVISOR 0

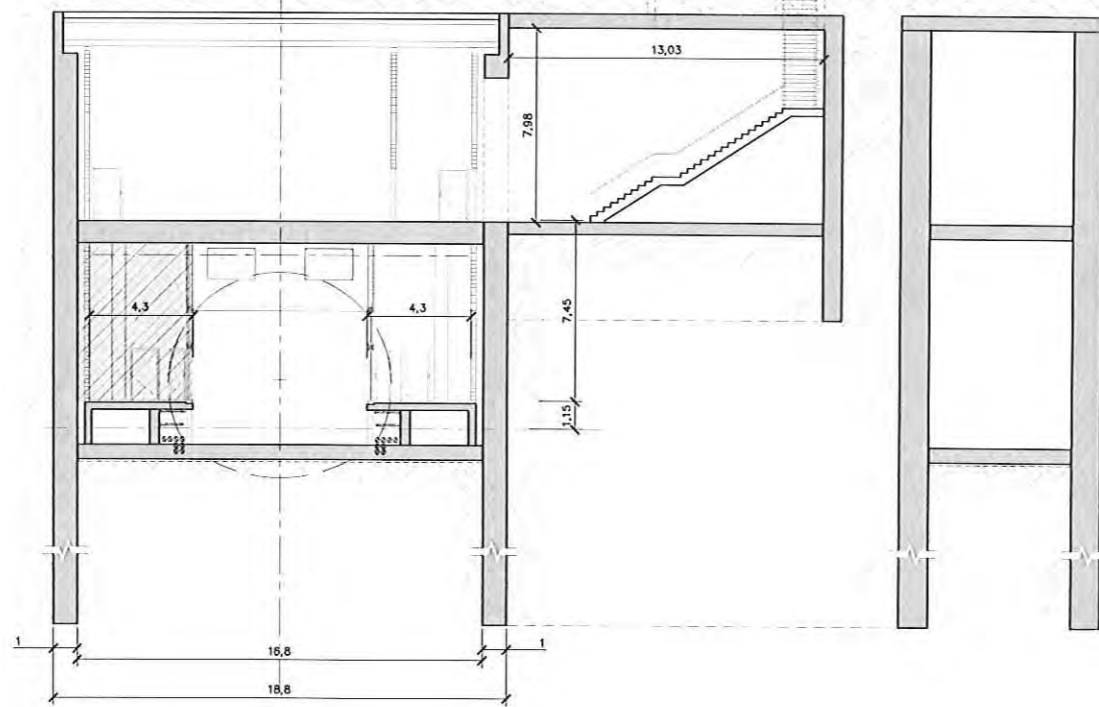
CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL



SECCION 1-1
1:150



SECCION 2-2
1:150



SECCION 3-3
1:150

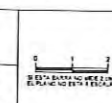


CONSORCIO NUEVO METRO DE LIMA
 ALFONSO JUAN BASABE GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL



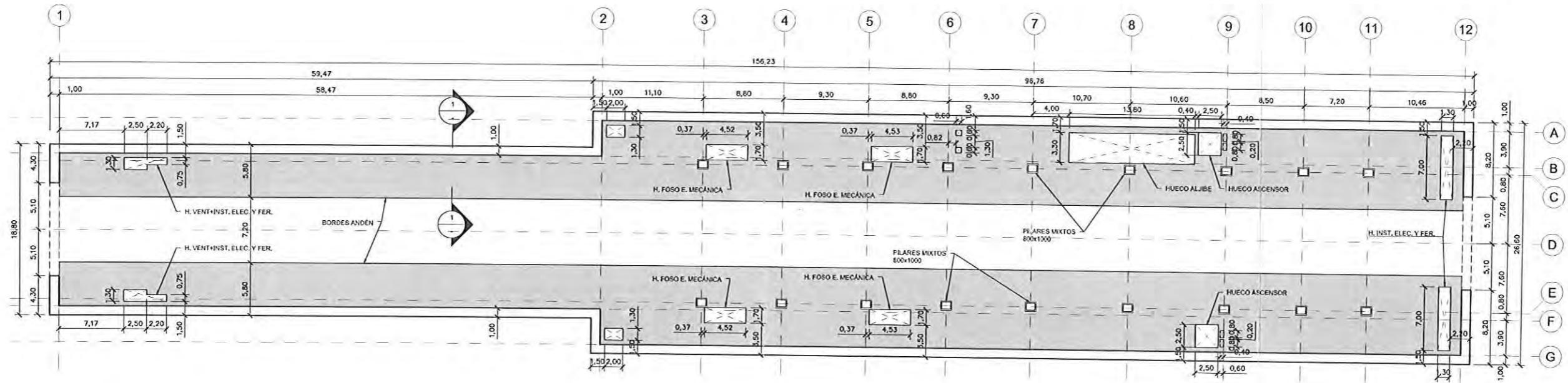
CONCESIÓN DEL PROYECTO "LÍNEA 2 Y RAMAL AV. FAUCETT - AV. GAMBETTA DE LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO." ETAPA 1A

ESCALA (A1)
1:150
FECHA
FEBRERO 2014

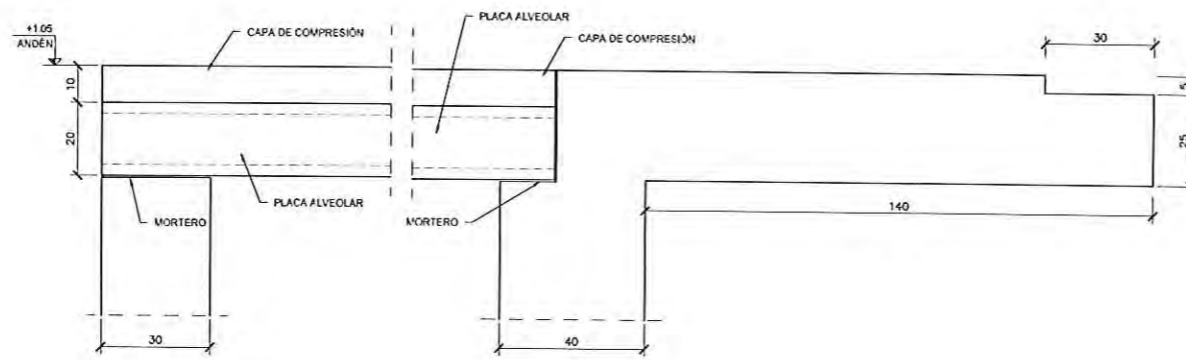


ESTRUCTURAS
 ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA-24
 SECCIONES ACCESOS
 PLANO N° PLOC-EST-ESR-L2-24-08-ACC-P-002
 HOJA 02 de 02
 REVISIÓN 0

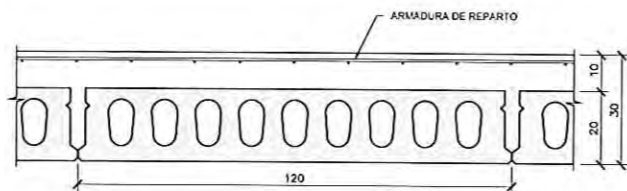
I:\dando\ordenes\p03-2448\04_documentación temporal\p03-xxxx-licit.m.lima\02_planos\11-2\07_ploc-est-est-0701_ploc-est-est-24-08-acc-p001-p002.dwg - 07/02/2014 - 20:06



PLANTA ANDÉN
1:250



SECCIÓN 1-1
1:10
COTAS EN cm



DETALLE PLACA ALVEOLAR
1:10
COTAS EN cm

TIPOLOGÍA DE HORMIGONES

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO (MTC E704)	f _c min Mpa	f _c diseño Mpa	Recub. mm	Clase Exposición
Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losa Cubierta	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Losas Intermedias, Escaleras y Muros Interiores	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Losa de Fondo	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Viguetas Anden	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	35	XC3 A1
Pilares	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC3 A1
Batache de Pantallas	Concreto Reforzado	C	27.4	30	XC2 XA2
Hormigón rellenos y limpieza	Concreto Simple	F	13.7	15	-
Dovelas	Concreto Pre y Post tensionado	A	34.3	40	XC2 XA2

TIPOLOGÍAS DE ACEROS

ELEMENTO	CALIDAD (ASTM A-xxx)	f _y min kg/cm ²	f _y max kg/cm ²	f _u min kg/cm ²
Acero en Concreto Reforzado	Gr.60 (ASTM A-706)	4200	5500	5600
Acero en Concreto Pre y Post Tensionado	Gr.270 (ASTM A-416M)	--	--	--
Acero Estructural Perfiles Laminados	Gr.250 (ASTM A-709M)	2500	--	4000