



Universidad Nacional
Federico Villarreal

VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

Facultad de Ingeniería Civil

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIADUCTO EMPLEANDO LA METODOLOGÍA
AASHTO LRFD PARA OPTIMIZAR LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR EN LA
AV. UNIVERSITARIA - LIMA”**

Línea de Investigación:

Seguridad Vial e Infraestructura de Transporte

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Carranza Acosta, Ivan Miguel

ASESOR:

Aybar Arriola, Gustavo Adolfo

JURADO:

Valencia Gutiérrez, Andrés Avelino

Pumaricra Padilla, Raul Valentin

Bedia Guillén, Ciro Sergio

Lima – Perú

2020

Dedicatoria

A Dios, quien es mi guía y mi fortaleza. Y a mis padres, Rolando y Ana, por su apoyo incondicional.

Agradecimiento

A mis hermanos, amigos y profesores que tuve la dicha de conocer en mi Alma Máter,
la Universidad Nacional Federico Villarreal. Gracias eternas.

Índice

Índice.....	4
Índice de tablas	7
Índice de figuras.....	8
Resumen.....	11
Abstract.....	12
I. Introducción	13
1.1 Descripción y formulación del problema.....	14
1.2 Antecedentes	15
1.3 Objetivos	23
1.4 Justificación e importancia.....	24
1.5 Hipótesis.....	24
II. Marco teórico	25
2.1 Definición de viaducto	25
2.2 Historia de los viaductos	25
2.3 Los viaductos en la actualidad	26
2.4 Normativas de diseño aplicadas	27
III. Método	28
3.1 Tipo de investigación	28
3.2 Ámbito temporal y espacial	28
3.3 Variables	28
3.4 Población y muestra	28
3.5 Instrumentos.....	29
3.6 Procedimientos.....	29
3.7 Análisis de datos	29

3.7.1	Análisis de área en estudio	29
3.7.2	Características de los materiales.....	31
IV.	Resultados	34
4.1	Combinaciones de carga y factores de carga	34
4.2	Acciones consideradas	35
4.2.1	Acciones permanentes	35
4.2.2	Cargas muertas	35
4.3	Determinación de las acciones	35
4.4	Acciones permanentes de valor no constante	67
4.5	Acciones reológicas	68
4.5.1	Acciones debidas al terreno.....	69
4.5.2	Acciones variables.....	69
4.5.3	Acciones accidentales.....	70
4.6	Análisis del tablero.....	74
4.6.1	Modelos de cálculo para el comportamiento longitudinal.....	74
4.6.2	Comprobaciones del estado límite de servicio (ELS)	75
4.6.3	Comprobaciones del estado límite último (ELU).....	76
4.6.4	Cálculo del comportamiento transversal	77
4.7	Análisis de la subestructura.....	78
4.7.1	Cálculo de acciones sobre la subestructura	78
4.7.2	Cálculo de apoyos y juntas	79
4.8	Cálculo de pilas	80
4.9	Cálculo de estribos	81
V.	Discusión de resultados.....	82
VI.	Conclusiones	84

VII.	Recomendaciones.....	86
VIII.	Referencias.....	87
IX.	Anexos	88
	Anexo A Diseño de la viga cabezal	89
	Anexo B Diseño de topes sísmicos.....	96
	Anexo C Planos.....	103

Índice de tablas

Tabla 1 Combinaciones de carga y factores de carga	34
Tabla 2 Categoría sísmica de diseño.....	72
Tabla 3 Momento flector y cortante.....	75
Tabla 4 Reacción en apoyo de estribos y en pilares	79
Tabla 5 Resumen de los resultados	80
Tabla 6 Esfuerzos por fuste.....	80

Índice de figuras

Figura 1 Ubicación del área en estudio.....	30
Figura 2 Sección transversal	36
Figura 3 Esquema de la viga.....	39
Figura 4 Camión de diseño	42
Figura 5 Tandem de diseño.....	42
Figura 6 Vehículo de diseño: 1.33 * Tandem + carga de carril.....	43
Figura 7 Vehículo de diseño: 1.33 * Camión + carga de carril	43
Figura 8 Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 1	44
Figura 9 Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 2	44
Figura 10 Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 3	45
Figura 11 Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 4	45
Figura 12 Fuerza de frenado	46
Figura 13 Utilizando el SAP2000 y aplicando cargas en la cabeza de pila.....	48
Figura 14 Rigidez del Pilar en dirección paralela al eje del puente, 10° de desvío de pilares.....	49
Figura 15 Retracción.....	54
Figura 16 Temperatura.....	54
Figura 17 Coeficiente de respuesta sísmica elástica	55
Figura 18 Datos de curva capacidad de los pilares calculados por análisis Pushover en SAP 2000.....	56
Figura 19 Espectro de respuesta fuerza-desplazamiento y curva capacidad	57
Figura 20 Datos de la curva capacidad del pilar obtenido de un análisis Push-over en SAP2000	61
Figura 21 Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad.....	62

Figura 22 Datos de la curva capacidad del pilar obtenido de un análisis Push-over en SAP2000	64
Figura 23 Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad	65
Figura 24 Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad	67
Figura 25 Espectro de respuesta de aceleración	70
Figura 26 Pasos a considerarse en el diseño sísmico	72
Figura 27 Diseño de la viga cabezal – parte 1	89
Figura 28 Diseño de topes sísmicos – parte 1	96
Figura 29 Plano de definición geométrica	103
Figura 30 Plano de Replanteo del Tablero	104
Figura 31 Plano N°1 de Geometría de Estribo E1	105
Figura 32 Plano N°2 de Geometría de Estribo E1	106
Figura 33 Plano de Armadura de Estribos E1	107
Figura 34 Plano N°1 de Geometría de Estribo E2	108
Figura 35 Plano N°2 de Geometría de Estribo E2	109
Figura 36 Plano de Armadura de Estribos E2	110
Figura 37 Plano de Despiece de Estribos	111
Figura 38 Plano de Geometría de Pila 1	112
Figura 39 Plano de Geometría de Pila 2	113
Figura 40 Plano de Geometría de Pila 3	114
Figura 41 Plano N° 1 de Armadura de Pilas	115
Figura 42 Plano N° 2 de Armadura de Pilas	116
Figura 43 Plano de Geometría del Tablero	117
Figura 44 Plano de Geometría del Tablero	118
Figura 45: Plano de Geometría del Vigas y Detalles	119

Figura 46 Plano de Detalles de Extremo de Viga	120
Figura 47 Plano de Armadura de Tablero	121
Figura 48 Plano de Armadura de Viga Prefabricada	122
Figura 49 Plano de Viga Diafragma Armadura	123
Figura 50 Plano de Elevaciones y detalles de muro de tierra armada vista frontal calzada derecha	124
Figura 51 Plano de Elevaciones y detalles de muro de tierra armada vista frontal calzada izquierda.....	125
Figura 52 Plano de secciones de muro de tierra armada.....	126

Resumen

La presente tesis titulada DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIADUCTO EMPLEANDO LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD PARA OPTIMIZAR LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR EN LA AV. UNIVERSITARIA - LIMA, se desarrolla en el contexto de que en la ciudad de Lima la problemática relacionada al tránsito vehicular constituye el mayor problema social que atraviesa la población limeña, después de la delincuencia. Es importante mencionar que todos los días, más de 10 millones de personas que habitan en la ciudad capital se ven perjudicadas por el caos existente en el transporte, generando pérdidas de tiempo para llegar a sus centros laborales, educativos, médicos, etc. Todo ello afecta enormemente la calidad de vida de los limeños. Debido a lo expresado anteriormente, en la presente tesis se propone el diseño adecuado para la estructura de viaducto a realizarse en la Av. Universitaria – Lima. Se realiza el diseño de pilares por acciones no sísmicas y un análisis de la estructura por desempeño y capacidad. A su vez en la presente tesis se plantea la metodología de la cimentación de pilares y se describe el diseño de vigas longitudinales y transversales. El tema elegido es muy importante debido a que el correcto diseño estructural del viaducto permitirá optimizar la transitabilidad vehicular, contribuyendo, por lo tanto, al buen desempeño del proyecto de la Línea Amarilla. Este proyecto es importante tanto para los viajes locales de los municipios de Lima y Callao, como para viajes que son atraídos para Lima desde las carreteras Panamericana Norte, Panamericana Sur y Carretera Central.

Palabras clave: diseño estructural de viaducto, metodología AASHTO LRFD.

Abstract

This thesis entitled VIADUCT STRUCTURAL DESIGN USING THE AASHTO LRFD METHODOLOGY TO OPTIMIZE VEHICULAR TRANSITABILITY IN AV. UNIVERSITARIA - LIMA, takes place in the context that in Lima the problem related to vehicular traffic constitutes the biggest social problem that the Lima population is going through, after the crime. It is important to mention that every day, more than 10 million people who live in the capital city are harmed by the existing transport chaos, generating time losses to reach their work, educational, medical centers, etc. All this greatly affects the quality of life of Lima. Due to the aforementioned, in this thesis the appropriate design for the viaduct structure to be carried out in the University Avenue - Lima is proposed. The design of pillars is performed for non-seismic actions and an analysis of the structure by performance and capacity. At the same time in this thesis the methodology of the foundation of pillars is proposed and the design of longitudinal and transverse beams is described. The theme chosen is very important because the correct structural design of the viaduct will allow optimizing vehicular traffic, contributing, therefore, to the good performance of the Yellow Line project. This project is important both for local trips in the municipalities of Lima and Callao, as well as for trips that are attracted to Lima from the Panamericana Norte, Panamericana Sur and Carretera Central roads.

Keywords: structural viaduct design, AASHTO LRFD Methodology.

I. Introducción

La presente tesis se basa en el proyecto del viaducto 1 de la Línea Amarilla. Este viaducto salva la intersección de la Vía Parque Rímac con la Avenida Universitaria. Se trata de una estructura de 107.2 m de longitud, a los que hay que añadir las correspondientes rampas de acceso. Este proyecto está orientado a elevar la calidad de vida de la población de la Ciudad de Lima.

En la presente tesis se llegó a la conclusión que el diseño estructural del viaducto se caracterizará por lo siguiente: el ancho total de la estructura será de 19,4 m, suficiente para las dos calzadas en un único tablero. Se buscará así el mínimo ancho de ocupación en la Avenida Morales Duárez. Contará con barreras exteriores de contención de vehículos pesados anclados a la estructura en 0,40m de ancho cada una, con perfil tipo New Jersey; bermas exteriores de 1,20 m; dos carriles de 3,60 m de anchura por cada calzada; bermas interiores de 0,60 m; y una barrera rígida separadora con doble perfil New Jersey, anclado al tablero, para el que se reserva 0,60 m. El tablero se resuelve con vigas de concreto postensado de sección doble T de 1,35 m de altura, unidas a una losa de compresión de concreto armado de 0,25 m de espesor que constituye la superficie de apoyo de la calzada. La altura total de la estructura resulta así aproximadamente de 1,60 m.

Dentro de los logros más importantes alcanzados podemos mencionar que con el eficiente diseño estructural del viaducto se podrá optimizar la transitabilidad vehicular, contribuyendo, por lo tanto, al buen desempeño del proyecto de la Línea Amarilla.

1.1 Descripción y formulación del problema

En la ciudad de Lima la problemática relacionada al tránsito vehicular constituye el mayor problema social que atraviesa la población limeña, después de la delincuencia. Todos los días, más de 10 millones de personas que habitan en la ciudad capital se ven perjudicadas por el caos existente en el transporte, generando pérdidas de tiempo para llegar a sus centros laborales, educativos, médicos, etc.

Según un estudio desarrollado por la Municipalidad de Lima Metropolitana se sabe que los habitantes limeños pierden aproximadamente alrededor de 2.4 horas entre el traslado de sus viviendas a sus centros de labores, por lo cual se ha visto registrada una pérdida de productividad enorme, preocupación que crece día a día.

Por ello en la actualidad se vienen ejecutando numerosas obras viales destinadas a aliviar el alto tráfico. En este contexto la Línea Amarilla constituye una de las obras más modernas, puesto que esta obra también contempla la construcción de un túnel debajo de un río.

Por todo lo descrito anteriormente se eligió el tema de la presente tesis, ya que el correcto diseño estructural del viaducto permitirá optimizar la transitabilidad vehicular, contribuyendo, por lo tanto, al buen desempeño del proyecto de la Línea Amarilla.

La necesidad de realizar este estudio se justifica en que la Línea Amarilla será una obra de gran importancia tanto para los viajes locales de los municipios de Lima y Callao, como para viajes que son atraídos para Lima desde las carreteras Panamericana Norte, Panamericana Sur y Carretera Central.

Así, la tesis a desarrollarse busca responder las siguientes preguntas:

- ¿De qué manera se puede optimizar la transitabilidad vehicular en la Av. Universitaria – Lima?
- ¿Empleando la metodología AASHTO LRFD se podrá realizar eficientemente el diseño estructural del viaducto?
- ¿A través de un eficiente diseño estructural de viaducto empleando la metodología AASHTO LRFD se podrá optimizar la transitabilidad vehicular en la Av. Universitaria – Lima?

1.2 Antecedentes

a) Antecedentes internacionales

Cruz (2013) señala en la tesis titulada “Proceso constructivo de la primera fase (Toreo - Lomas Verdes) del Viaducto Bicentenario del Estado de México”, tesis para obtener el título de Ingeniero Civil – México, tiene como objetivo principal, describir el proceso de construcción de la vialidad elevada para poder entender su función en la disminución de tiempo de trayectos, contaminación, así como entender los diferentes procesos cronológicamente necesarios para su construcción.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Con este trabajo se llegó a la conclusión de que es necesario estudiar y ver las necesidades actuales, pero sin perder el enfoque de lo que será necesario en un futuro para facilitar las tomas de decisiones.

- Cada una de las etapas de construcción son de suma importancia ya que van ligadas y es necesario el buen comportamiento de las anteriores para tener éxito en las posteriores y así tener un éxito total en construcción.
- También es necesario llevar el control del tiempo de obra para terminar en lo previsto y poder concluir en el tiempo esperado de la obra para poder así eliminar gastos no previstos y multas.
- Esta obra fue la bifurcación de la vialidad en la zona metropolitana debido a que, como lo dicen los estudios previos, son necesarios obras de expansión de la capacidad con respecto al transporte para suprimir el tiempo perdido por transporte de las actividades cotidianas y así poder tener un mejor estilo de vida. Actualmente ya está en proceso la extensión de esta vía en el Distrito Federal que llegará desde Toreo hasta la Glorieta de Vaqueritos.
- El tiempo de construcción de esta vialidad fue mucho menor debido a que se estudió con anterioridad las opciones (estructura metálica y prefabricados), siendo la construcción con estructuras prefabricadas la mejor debido a que las afectaciones fueron menores en la vialidad primaria y los costos disminuyeron considerablemente debido a que en el ese tiempo fue el alza del acero.
- El Viaducto Elevado del Estado de México es una de las soluciones para el tránsito dentro de la Zona Metropolitana, cabe considerar que el mejoramiento de los medios de transporte sería la solución más óptima de los problemas ya que habiendo una red cómoda y buena distribución de rutas el uso del automóvil disminuiría.

Reyes (2010) señala en la tesis titulada “Estudio del Comportamiento Dinámico del Viaducto Sobre Rego Das Lamas, Galicia, para Trenes de Alta Velocidad (IAPF-07)”, tesis para lograr el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles – Chile, tiene como objetivo principal evaluar la funcionalidad del viaducto, para lo cual se requiere comprobar el correcto cumplimiento del viaducto sobre el Rego Das Lamas, de acuerdo a las exigencias establecidas en las instrucciones IAPF-07 y evaluar la aptitud de un arco atirantado para puentes de ferrocarril de alta velocidad.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- El cálculo y estudio dinámico del puente sobre el Rego das Lamas, considerando la normativa española IAPF-07, se ha hecho utilizando un análisis modal con integración directa en el tiempo para cargas móviles. El puente es de tablero mixto continuo de 245 m de longitud, con 5 vanos, uno de los cuales presenta una tipología de arco superior atirantado.
- El modelo del puente se ha hecho utilizando elementos finitos tipo lámina (Kirchhoff) y tipo viga (Timoshenko), creando un modelo híbrido que integra ambos elementos, para poder realizar un análisis más detallado que los habituales modelos puros de viga.
- Con esto se intenta evaluar la factibilidad técnica del viaducto y estudiar el arco atirantado para las sollicitaciones dinámicas del paso de trenes de alta velocidad.
- Algunas de las conclusiones más importantes se han expuesto en el apartado 5.4 con respecto a la idoneidad del arco atirantado, sin embargo, es necesario complementarlas diciendo que en general la tipología de arco atirantado es eficiente y funciona de acuerdo a su funcionalidad original, salvar grandes luces con

deformaciones verticales aceptables para el paso de vehículos ferroviarios de alta velocidad.

- Al analizar los datos obtenidos, se puede observar que el puente tiene un buen comportamiento para ser usado como viaducto de alta velocidad, ya que su coeficiente de impacto máximo es de 0,60 en los tramos tipo viga y 0,34 en el tramo del arco.
- También es posible asegurar que las comprobaciones del estado límite de servicio han sido satisfactorias, puesto que en ninguna de ellas se han sobrepasado los límites establecidos por la IAPF-07, el viaducto cuenta además con una aceleración máxima de 1,49 m/s² valor que es un 43,44% del valor máximo igual a 3,43 m/s², que cuenta con un coeficiente de seguridad igual a 2,0.

Olmos (2015) señala en la tesis titulada “Estudio de la respuesta dinámica transversal de viaductos altos de líneas de ferrocarril de alta velocidad bajo la acción de las cargas de uso”, tesis para lograr el título de doctor en Ingeniería de Caminos – España, tiene como objetivo principal conocer los niveles de seguridad del tráfico y de confort de los viajeros que se producen en puentes de ferrocarril de pilas altas sometidos al paso de trenes de alta velocidad (cargas de uso), a través del estudio del comportamiento dinámico del tren y del puente.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Para estudiar el comportamiento dinámico del tren cuando pasa por viaductos altos, y por tanto lateralmente flexibles, de líneas de alta velocidad, se ha desarrollado un modelo no lineal de interacción dinámica tren-vía-puente viento.

- El modelo de interacción cuenta con un modelo paramétrico de elementos finitos, en rigidez directa, que idealiza el sistema dinámico puente-vía, con la posibilidad de reproducir la flexibilidad de la vía.
- Para los trenes se han empleado dos modelos multibody 3D, uno para vehículos tipo convencional y otro para vehículos articulados.
- Con ellos se han podido modelar dos trenes de alta velocidad de uso en España. Uno de última generación, (AVE S-103 de Siemens), y otro tipo articulado más ligero (AVE S-100 de Alstom).
- Se ha desarrollado para este trabajo la formulación de un modelo de interacción no lineal eje-vía, (o rueda-carril), que considera las irregularidades geométricas de la vía, el desplazamiento relativo eje-vía, el rozamiento entre rueda y carril (de forma simplificada) y la geometría completa de los perfiles de rueda S1002 y del carril UIC-60.

b) Antecedentes nacionales

Benavides (2012) señala en la tesis titulada “Metodología de construcción del viaducto elevado cruce Javier Prado- proyecto tren eléctrico tramo Villa El Salvador- Av. Grau”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil – Perú, tiene como objetivo principal describir el proceso constructivo para la construcción del viaducto elevado en el cruce especial de la avenida Javier Prado de la obra que corresponde a la construcción del tramo 1 del tren eléctrico. Se propone una alternativa muy eficaz y precisa para ejecutar la obra evitando en gran medida el congestionamiento del tránsito vehicular en esta importante vía de la ciudad de Lima.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Al trabajar con zapatas excéntricas fue necesario la colocación de 21 micro-pilotes auto-perforantes en cada zapata central, estos micro-pilotes que trabajan a tracción evitaran cualquier riesgo a volteo de la estructura zapata - columna. Se construyeron zapatas excéntricas para evitar reducir la calzada de la av. Javier Prado. Con esta solución ya no se tiene problemas de circulación de los vehículos que circulan en dicha avenida.
- El uso de elementos prefabricados tales como vigas longitudinales, prelosas, bordes típicos y canaletas; fue de suma importancia para que la obra se cumpla en el plazo previsto.
- El empleo de prelosas (estructuras premoldeadas de concreto armado con espesor de 8 centímetros), permitió un armado rápido del tablero del viaducto reduciendo considerablemente el tiempo de ejecución y la no utilización de encofrados.
- La estructura del módulo del viaducto de la presente tesis consistió en 3 tramos continuos de luces variables, con una longitud total máxima de 97 m entre juntas de expansión, conformados a partir de vigas pre-fabricadas hechas continuas por medio de diafragmas de concreto armado vaciados en sitio que conectan las vigas de tramos adyacentes. Esta configuración resulta en una estructura hiperestática, con excelente comportamiento bajo sollicitaciones sísmicas.

Jáuregui (2014) señala en la tesis titulada “Proceso constructivo del viaducto de viga cajón postensada de sección variable de tres luces en el cruce Av. Santa Rosa”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil – Perú, tiene como objetivo principal explicar el proceso constructivo del viaducto elevado de vigas cajón postensada de sección variable empleado en el cruce de la Av. Santa Rosa con Próceres de la Independencia, así como los

recursos empleados, los tiempos de ejecución y las diferentes medidas de solución empleadas durante su construcción.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- La excavación de zapatas con taludes más tendidos y con retiros, el sostenimiento de éstos mediante la aplicación de lechada de cemento y el empleo de banquetas son medidas que se tomaron para la estabilización de taludes con resultados satisfactorios y garantizando la seguridad de los obreros durante las labores posteriores en el interior de estas excavaciones.
- Además, en zonas aledañas a los taludes inestables se empleó el relleno hidráulico con la finalidad de evitar el ingreso del personal y equipos que pudieran generar deslizamientos por el efecto del vibrado durante la compactación.
- Para el vaciado de concreto en las columnas, por ser éstas de gran altura (entre 12 y 14 metros), se adoptaron una serie de medidas como: la instalación de un sistema de conducción de concreto mediante el empleo de embudos y tubos verticales acoplados para garantizar una altura de caída menor a 1.5 m y así evitar la segregación y la excesiva presión sobre los encofrados.
- La colocación de concreto en 2 etapas con intervalos de 12 horas, el correcto vibrado empleando vibradores de inmersión y vibradores externos y, por último, el uso de un concreto con mayor slump (7" - 8") para las primeras etapas de vaciado. Estas consideraciones permitieron obtener un acabado de muy buena calidad para las columnas sin segregación de la mezcla ni la presencia de cangrejas.

- En la primera etapa del sistema de soportes del vano central U34-U35 se emplearon, como apoyo principal, las Torres Cimbras MK espaciadas a 10 m y las Cerchas MK apoyadas torre a torre.
- De esta manera, durante la construcción del viaducto, en ningún momento se interrumpió el tránsito vehicular ni peatonal en la Av. Santa Rosa. Además, este sistema de soporte permitió el encofrado de las vigas cajón a gran altura sin mayores inconvenientes.

Llanos (2014) señala en el proyecto profesional titulado “Construcción del viaducto del proyecto: Mejoramiento del servicio de transitabilidad peatonal y vehicular de los Baños del Inca a Urb. Hurtado Miller, distrito de los Baños del Inca Cajamarca – Cajamarca”, proyecto profesional para obtener el título profesional de Ingeniero Civil – Perú, tiene como objetivo principal realizar el estudio para la Construcción del Viaducto del Proyecto de Mejoramiento del servicio de transitabilidad peatonal y vehicular de los Baños del Inca a Urb. Hurtado Miller Distrito de los Baños del Inca, Cajamarca, el cual permitirá el acceso directo y adecuado de los moradores de la urbanización a la zona urbana de Los Baños Del Inca, mejorando el desarrollo de las actividades comerciales y turísticas.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Se diseñó el viaducto carrozable de dos vías con un ancho total de 7.80 m. y una longitud de 40 m, el diseño de este puente está conformada por 07 alcantarillas metálicas de sección abovedada de 4.56 m de luz por 3.10 de flecha, distribuidas a lo largo de viaducto, utilizando material de relleno confinado con dos pantallas de concreto armado, además cuenta con veredas a ambos lados, se debe utilizar

pavimento rígido a lo largo del puente y se construirán aletas encauzamiento aguas arriba y abajo del puente.

- De acuerdo al estudio de Suelos se determinó un tipo de Suelo CL, siendo éste un suelo cohesivo, una arcilla Inorgánica de plasticidad media. La Capacidad Portante del suelo de cimentación, que se consideró para el diseño es de 0.98 Kg/cm², el cual se determinó con los valores de Cohesión y ángulo de fricción obtenidos de tablas, pues no se cuenta con los factores de conversión de fuerza de los equipos de corte directo Triaxial.
- El material utilizado como material de relleno y como afirmado es el extraído de la Cantera La Victoria del Río Chonta, con un CBR igual a 47%.
- De acuerdo al estudio Hidrológico se determinó el Caudal de diseño de 233.34 m³/s
- El costo total de Proyecto asciende a S/ 1 '304,165.4 (Un millón trescientos cuatro mil ciento sesenta y cinco con 45/100 Nuevos Soles), el que será financiado por la municipalidad distrital de los Baños del Inca.

1.3 Objetivos

a) Objetivo general

Diseñar la estructura de viaducto empleando la metodología AASHTO LRFD con el fin de optimizar la transitabilidad vehicular en la Av. Universitaria – Lima.

b) Objetivos específicos

- Diseñar pilares por acciones no sísmicas.
- Realizar el análisis de la estructura por desempeño y capacidad.
- Plantear la metodología de la cimentación de pilares.
- Diseño de vigas longitudinales y transversales.

1.4 Justificación e importancia

El tema elegido es muy importante debido a que el correcto diseño estructural del viaducto permitirá optimizar la transitabilidad vehicular, contribuyendo, por lo tanto, al buen desempeño del proyecto de la Línea Amarilla. La necesidad de realizar este estudio se justifica en que la Línea Amarilla será una obra de gran importancia tanto para los viajes locales de los municipios de Lima y Callao, como para viajes que son atraídos para Lima desde las carreteras Panamericana Norte, Panamericana Sur y Carretera Central.

1.5 Hipótesis

Realizando un eficiente diseño estructural de viaducto empleando la metodología AASHTO LRFD se podrá optimizar la transitabilidad vehicular en la Av. Universitaria – Lima.

II. Marco teórico

2.1 Definición de viaducto

Equiposdepavimentos.blogspot.com (2019) señala que:

Un viaducto es una obra de ingeniería que salva un valle en su totalidad, característica diferenciadora de los puentes. El término viaducto proviene del Latín vía, camino y ductus, que significa conducción. Sin embargo, aparentemente en la Roma Antigua este término nunca fue utilizado, siendo más bien una derivación moderna considerando la analogía con la palabra acueducto. Al igual que los acueductos romanos, en un principio muchos viaductos consistieron de una serie de arcos de aproximadamente la misma longitud. Según el Diccionario de la lengua española de la Real Academia Española, un viaducto es una obra a manera de puente, para el paso de un camino sobre una hondonada. En general en Lenguas romances, la palabra viaducto se refiere a un puente que cruza solo tierra. Cuando el objetivo de la construcción es cruzar agua se emplean términos derivados del latín pontem, que en español es sencillamente puente.

2.2 Historia de los viaductos

Equiposdepavimentos.blogspot.com (2019) señala que:

Si bien podríamos definir a los viaductos como carreteras (en el caso de los automóviles) o líneas férreas (en el caso de ferrocarriles) elevadas para cruzar una hondonada, ya sea un valle o un barranco, en la actualidad el término se ha venido empleando en algunos países de habla hispana para designar otros tipos de puentes que cruzan ya sea terreno o agua o ambos. En algunos países de América Latina, el término se emplea para designar avenidas

elevadas e incluso a nivel de superficie. El viaducto más largo en la épocas antiguas fue probablemente el Pont Serme en el sur de Francia. Los viaductos inicialmente fueron utilizados en países donde los ferrocarriles jugaron un papel importante para el transporte como parte de la infraestructura para el cruce de terrenos agrestes. El requisito de poca inclinación de las vías de ferrocarriles forzó la construcción de puentes para unir dos puntos que se encontraban a niveles similares, pero separados por una hondonada o un valle. Dadas las propiedades físicas de los materiales utilizados en un principio, estos puentes tenían que ser construidos uniendo una serie arcos, que asemejaban a los acueductos romanos, pero sobre los cuales pasaba una vía de Ferrocarril. Ejemplos son los viaductos Filisur, Solis, Landwasser y Lorraine, todos ellos en Suiza.

2.3 Los viaductos en la actualidad

Equiposdepavimentos.blogspot.com (2019) señala que:

Con el crecimiento y desarrollo de las ciudades y después con la llegada de los automóviles, surgió también la necesidad de crear vías que permitieran el paso de vehículos terrestres, principalmente en ciudades localizadas en zonas de montañosas.

Equiposdepavimentos.blogspot.com (2019) señala que:

Así pues se construyeron viaductos en ciudades como Madrid, (el Viaducto de Segovia) y Luxemburgo (Passarelle Luxemburg). En las grandes ciudades los viaductos han demostrado una gran utilidad, permitiendo el tráfico a mayor velocidad y reduciendo drásticamente tiempos y costos de transporte. En la actualidad un gran número de viaductos se han venido construyendo en todo el globo. Muchas ciudades han adaptado este tipo de estructura a sus realidades; por ejemplo en Chile, el Metro de Santiago en ciertos tramos se utiliza de este modo

(principalmente en el medio de avenidas anchas o lugares difíciles de construirlo subterráneamente). Uno de los viaductos más famosos es indudablemente el Viaducto Millau, cerca de Millau en el sur de Francia, que es un puente atirantado cruzando el valle del Río Tarn. Fue diseñado por el ingeniero francés Michel Virlogeux, en colaboración con el reconocido arquitecto Norman Robert Foster. El Viaducto Millau es el puente vehicular más alto del mundo, con el punto más elevado a 343 metros (1,125 ft) —un poco más alto que la Torre Eiffel y solo 38 m (125 ft) más corto que el rascacielos Empire State. Fue oficialmente inaugurado el 14 de diciembre del 2004 y abierto al tráfico dos días después. En Tulancingo (México) se planea construir el viaducto de doble carril más largo de la historia, con el nombre de Viaducto Hidalgo, tendrá 205 km de largo, se hará aprovechando el hueco que quedará del río Tulancingo cuando lo metan a profundidad iniciando el drenaje profundo en la ciudad.

2.4 Normativas de diseño aplicadas

En el diseño de las estructuras debe estar sujeto a las siguientes normativas:

- AASHTO. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Fifth Edition 2010.
- FEMA 356. Seismic Rehabilitation of Buildings.

III. Método

3.1 Tipo de investigación

Aplicada.

3.2 Ámbito temporal y espacial

La presente tesis se basa en el Viaducto 1 del proyecto de la Línea Amarilla y se encuentra ubicada entre la avenida Vicente Morales Duárez y la Avenida Universitaria, en la ciudad de Lima. El proyecto se encuentra en ejecución.

3.3 Variables

- Variable independiente

Diseño estructural de viaducto.

- Variable dependiente

Optimización de la transitabilidad vehicular.

3.4 Población y muestra

- Población

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales las conclusiones de la investigación serán extensas. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación. Para la presente investigación, el universo poblacional está conformado por los viaductos existentes en el departamento de Lima.

- Muestra

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra. En la presente tesis se ha tomado como muestra el Viaducto 1 del proyecto de la Línea Amarilla, ubicada entre la avenida Vicente Morales Duárez y la Avenida Universitaria, en la ciudad de Lima.

3.5 Instrumentos

- Revisión de documentos: a través de esta técnica se han revisado normas, manuales, libros, tesis, etc., respecto al tema de diseño estructural de viaductos.
- Observación: Esta técnica ha permitido recolectar información vista en campo.
- Ensayos de laboratorio de suelos: Análisis granulométrico por tamizado; límites de Atterberg, contenido de humedad.

3.6 Procedimientos

- Se hizo el reconocimiento de campo.
- Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos.
- Se definieron los criterios de diseño a considerarse.
- Se realizó el diseño estructural del viaducto.

3.7 Análisis de datos

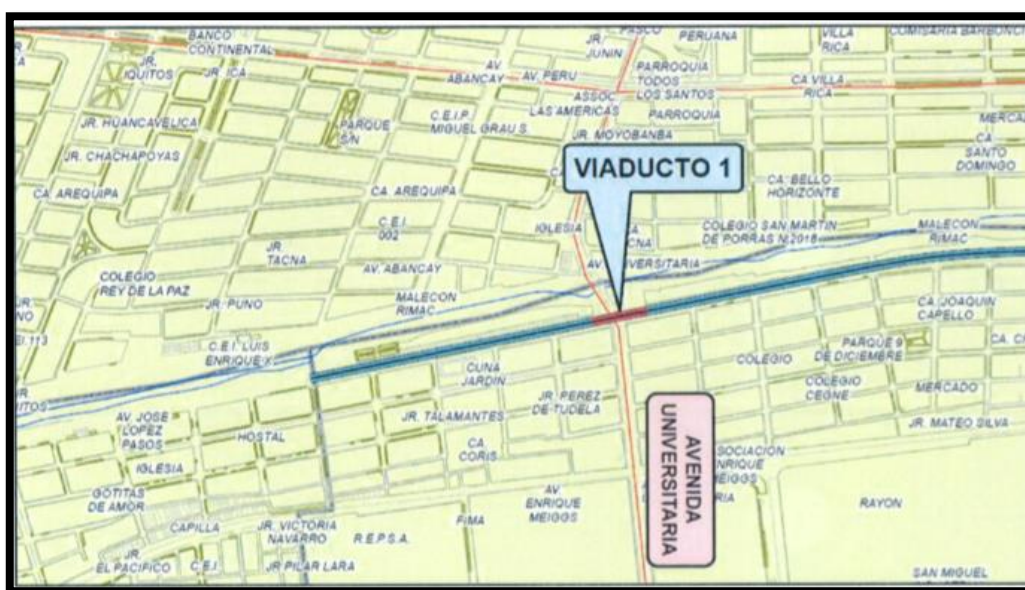
3.7.1 Análisis de área en estudio

Ubicación del área en estudio

El área de estudio corresponde al Viaducto 1 del proyecto de la Línea Amarilla y se encuentra ubicada entre la avenida Vicente Morales Duárez y la Avenida Universitaria. En la siguiente figura se puede apreciar la ubicación exacta del viaducto:

Figura 1

Ubicación del área en estudio.



Nota. Cortesía de la municipalidad de Lima.

Características geotécnicas y geológicas generales

La zona de estudio está ubicada en el antiguo cono de deyección del río Rímac.

Los estratos pertenecientes a este cono o abanico aluvial pertenecen al cuaternario holocénico (Qh-al).

El distrito presenta condiciones geológicas muy estables, por estar asentado sobre el conglomerado superficial, que es de buena resistencia y constituye un terreno competente para la cimentación de estructuras. El conglomerado de gravas arenosas en algunas zonas sobrepasa espesores mayores que 40 m en estado semi-compacto a compacto y tiene buen drenaje. En su conjunto este potente banco de material aluvial que conforma el cono de deyección del río Rímac, alcanza una potencia de 400 m en la zona del cercado.

Las partículas sólidas de los componentes del conglomerado compacto, que conforman los suelos de Lima pueden ser consideradas como elementos absolutamente rígidos depositados en estratos potentes, por lo tanto es evidente que pueda asumirse que consisten en un material homogéneo dado que cualquier sistema discreto puede ser considerado como homogéneo y, en un elemento de volúmenes cuyas dimensiones son grandes en comparación con las dimensiones de las partículas del suelo, las propiedades elásticas pueden ser constantes a través del elemento.

Clima

El clima de la ciudad resulta especialmente particular dada su situación. Combina una ausencia casi total de precipitaciones, con un altísimo nivel de humedad atmosférica y persistente cobertura nubosa.

3.7.2 Características de los materiales

Concreto:

Concreto de Nivelación (no estructural)	$f'c = 14 \text{ N/mm}^2$
Concreto en cimientos y estribos	$f'c = 21 \text{ N/mm}^2$
Concreto en elevación de pilares	$f'c = 28 \text{ N/mm}^2$
Concreto en losas de transición	$f'c = 28 \text{ N/mm}^2$
Concreto en placas de encofrado perdido	$f'c = 28 \text{ N/mm}^2$
Concreto en tablero	$f'c = 28 \text{ N/mm}^2$
Concreto en vigas postensadas	$f'c = 45 \text{ N/mm}^2$

Acero en armaduras:

Armadura pasiva en vigas y pilares (ASTM A 706 grado 60):

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

Armadura pasiva en el resto (ASTM A 615 grado 60):

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

Armadura activa ASTM A416 GRADO 270:

$$f_{pu} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

Recubrimientos:

Cimentación	5 cm
En alzado de estribos	5 cm

En alzado de pilares	4 cm
En losa	
Cara superior	5 cm
Cara inferior	3 cm
En placa de encofrado perdido	
Cara inferior	2.5 cm
En vigas prefabricadas	4 cm
En vigas diafragma	4 cm

4.2 Acciones consideradas

4.2.1 Acciones permanentes

Peso propio. - Se considera el peso propio de la estructura, considerando una densidad de 25 kN/m^3 para el concreto, 22 kN/m^3 para la carpeta asfáltica y 78.5 kN/m^3 para el acero estructural.

4.2.2 Cargas muertas

Las cargas muertas incluyen la superficie asfáltica y las barreras de seguridad

Los valores considerados son:

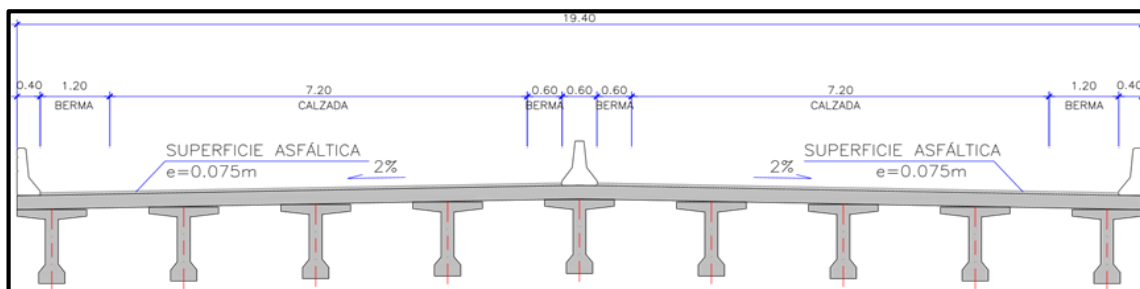
Peso muerto (barreras)	16.30 kN/m
Carpeta asfáltica	29.70 kN/m

4.3 Determinación de las acciones

Características del viaducto universitaria

Figura 2

Sección transversal



Número de vanos $N_V := 4$

Longitud de vano:

$$L := \begin{pmatrix} 26.60\text{m} \\ 27.0\text{m} \\ 27.0\text{m} \\ 26.60\text{m} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \text{vano1} \\ \text{vano2} \\ \text{vano3} \\ \text{vano4} \end{pmatrix}$$

Altura de las pilas:

$$H := \begin{pmatrix} 5.85\text{m} \\ 6.10\text{m} \\ 5.85\text{m} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \text{pila1} \\ \text{pila2} \\ \text{pila3} \end{pmatrix}$$

Número de vigas $N_{\text{vigas}} := 9$

Número de Pilas: $N_{\text{pilas}} := 3$

ancho total del tablero $w_{\text{deck}} := 19.40\text{m}$

espesor de la losa $e_{\text{losa}} := 0.25\text{m}$ (incluye el espesor de la prelosa)

Dimensiones de la viga

ala superior $B_{\text{top}} := 1.20\text{m}$

ala inferior $B_{\text{bot}} := 0.45\text{m}$

espesor del extremos del ala $tf1 := 0.12\text{m}$

espesor en la garganta del ala $tf2 := 0.18\text{m}$

altura de la viga $h := 1.35\text{m}$

ancho del alma $t_w := 0.22\text{m}$

área de la viga $A_g := 0.50725\text{m}^2$

longitud del recrecido de la viga $L_{\text{ensanche}} := 2.00\text{m}$

Determinación

Acciones a considerar

Las acciones a considerar en la estructura son:

+ Acciones permanentes:

- Peso propio.
- Cargas muertas.

+ Acciones permanentes de valor no constante:

- Pre-solicitaciones
- Acciones reológicas (fluencia y tracción).
- Acciones debidas al terreno.

+ Acciones variables:

- Sobrecarga de uso:
- Cargas verticales: tren de carga y sobrecarga de paseos.
- Cargas horizontales: frenado, fuerza centrífuga.
- Fatiga.
- Sobrecarga en terraplenes.
- Acciones climáticas:

Viento

Nieve.

Acciones térmicas.

- Otras cargas en situaciones transitorias.

+ Acciones accidentales (A):

- Impactos.

- Acciones sísmicas.

Valores característicos de las acciones

Acciones permanentes

Peso propio

Corresponde al peso de los elementos estructurales y su valor característico se deduce utilizando un peso específico para el concreto armado y acero estructural relativo al del agua:

$$\gamma_s := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso específico del acero estructural}$$

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso específico del concreto}$$

Losa de Concreto Armado:

$$A_1 := w_{\text{deck}} \times e_{\text{losa}} = 4.85 \text{ m}^2$$

$$PP_{\text{tablero}} := A_1 \cdot \gamma_c = 121.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso de vigas

Área de la viga en los extremos

$$A_{\text{viga_extremo}} := \frac{1}{2} \cdot (-B_{\text{top}} + B_{\text{bot}}) \cdot \frac{(tf1 \cdot B_{\text{top}} - 2 \cdot tf1 \cdot t_w + tf2 \cdot B_{\text{top}} - tf2 \cdot B_{\text{bot}} + tf1 \cdot B_{\text{bot}})}{(-B_{\text{top}} + t_w)} + B_{\text{bot}} \cdot h$$

$$A_{\text{viga_extremo}} = 0.7147 \text{ m}^2$$

Área de la viga en vano central $A_g = 0.5072 \text{ m}^2$ incremento := 2.9%

$$\text{Volumen_viga} := \left[\begin{array}{l} 2 \cdot A_{\text{viga_extremo}} \cdot (L_{\text{ensanche}}) \dots \\ + 2 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot \frac{(A_{\text{viga_extremo}} + A_g)}{2} \dots \\ + A_g \cdot [26.9 \text{ m} - 2 \cdot (L_{\text{ensanche}} + 0.25 \text{ m})] \end{array} \right] \cdot (\text{incremento} + 1)$$

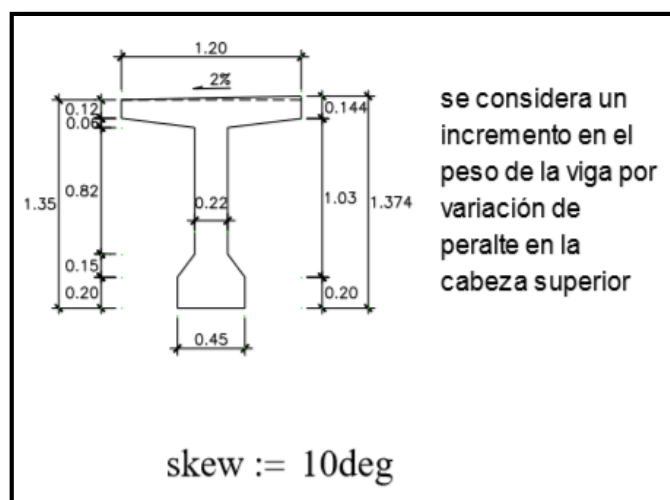
$L_{\text{ensanche}} = 2 \text{ m}$

$$\text{Volumen_viga} = 14.95 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen_viga} \cdot N_{\text{vigas}} \cdot \gamma_c = 3363.31 \text{ kN}$$

Figura 3

Esquema de la viga



Peso de las vigas transversales

Exteriores:

$$W_{\text{diaf_v_ext}} := \frac{(0.5S_{\text{viga}} - 0.5B_{\text{bot}})}{\cos(\text{skew})} \cdot 0.35\text{m} \cdot 1.25\text{m} \cdot \gamma_c \quad W_{\text{diaf_v_ext}} = 10.13 \cdot \text{kN}$$

$$W_{\text{diaf_v_int}} := \frac{(S_{\text{viga}} - B_{\text{bot}})}{\cos(\text{skew})} \cdot 0.35\text{m} \cdot 1.25\text{m} \cdot \gamma_c \quad W_{\text{diaf_v_int}} = 20.27 \cdot \text{kN}$$

Interiores

$$W_{\text{diaf_i_ext}} := \frac{2.087\text{m}}{2} \cdot 0.25\text{m} \cdot (1.35\text{m} - 0.20\text{m}) \cdot \gamma_c \quad W_{\text{diaf_i_ext}} = 7.5 \cdot \text{kN}$$

$$W_{\text{diaf_i_int}} := 2.087\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot (1.35\text{m} - 0.20\text{m}) \cdot \gamma_c \quad W_{\text{diaf_i_int}} = 15 \cdot \text{kN}$$

Peso total vigas:

$$pp_{\text{em}} := \frac{\left[\left[\text{Volumen_viga} \cdot N_{\text{vigas}} \cdot \gamma_c + 2 \left[W_{\text{diaf_v_ext}} \cdot 2 + (N_{\text{vigas}} - 2) \cdot W_{\text{diaf_v_int}} \right] \right] \dots \right] \times 4}{\sum L}$$

$$pp_{\text{em}} = 142.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas muertas

Son las debidas a los elementos no resistentes tales como: barreras de protección, barandas, veredas, carpeta asfáltica, aparatos de iluminación, accesorios, etc. Su valor característico se deduce utilizando un peso específico correspondiente relativo al agua (9.8 kN/m³) o el indicado en normas y catálogos especializados.

Peso de la barrera:

$$A_{be} := 0.20\text{m}^2 \quad \text{Area de la barrera exterior} \quad A_{bi} := 0.252\text{m}^2 \quad \text{Area de la barrera interior}$$

$$P_{barrera} := (2 \cdot A_{be} + A_{bi}) \cdot \gamma_c = 16.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso del asfalto:

$$A_{calzada1} := 19.40\text{m} \quad \text{Ancho de calzada} \quad \text{Peso específico del pavimento}$$

$$e := 0.075\text{m} \quad \text{espesor de pavimento} \quad \gamma_a := 22\text{kN} \div \text{m}^3$$

$$P_{pav_1} := (A_{calzada1} - 1.40\text{m}) \cdot e \cdot \gamma_a = 29.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

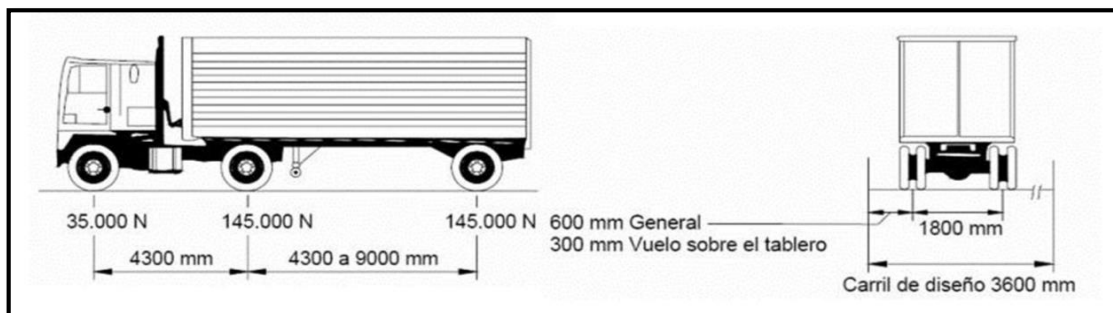
Acciones variables verticales

El AASHTO, considera las siguientes cargas:

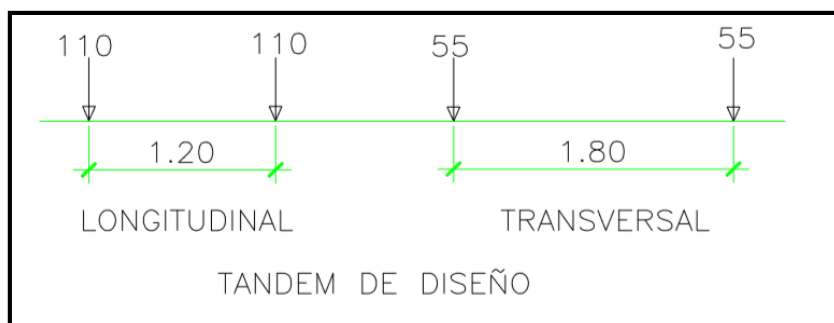
Carga de carril:

$$SC := 9.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

en un ancho de vía de 3 m.

Figura 4*Camión de diseño*

Nota: Cortesía del MTC.

Figura 5*Tandem de diseño*

Según lo indicado por el AASHTO, el vehículo de diseño considerado consiste en la envolvente producida por las 3 solicitaciones mencionadas arriba.

Además, se debe considerar el coeficiente de impacto, 33% a la carga de camión y a la de tandem.

Vehículo de diseño:

Figura 6

*Vehículo de diseño: 1.33 * Tandem + carga de carril*

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93M-1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.	146.3	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.	146.3	Two Points	1.8
Fixed Length	1.2		9.3	Fixed Width	3.	146.3	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.	146.3	Two Points	1.8

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 7

*Vehículo de diseño: 1.33 * Camión + carga de carril*

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K-1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.	46.55	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.	46.55	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		9.3	Fixed Width	3.	192.85	Two Points	1.8
Variable Length	4.3	9.	9.3	Fixed Width	3.	192.85	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3.			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

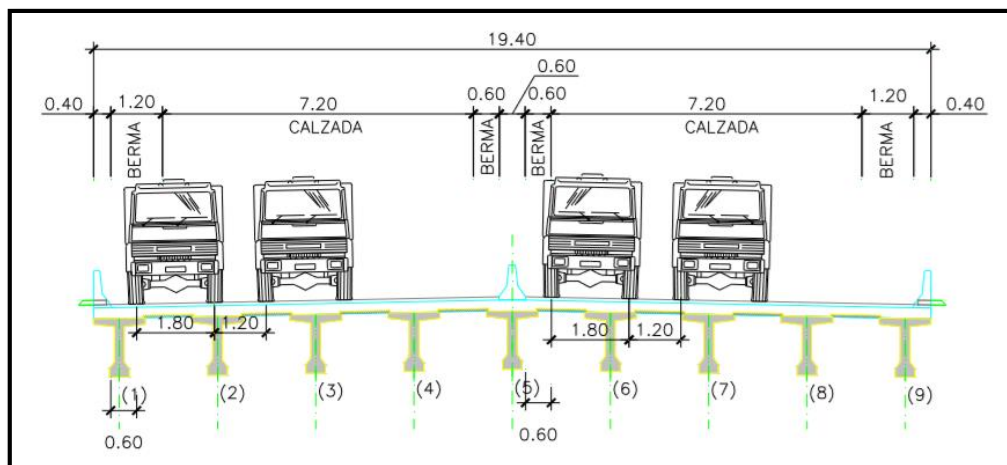
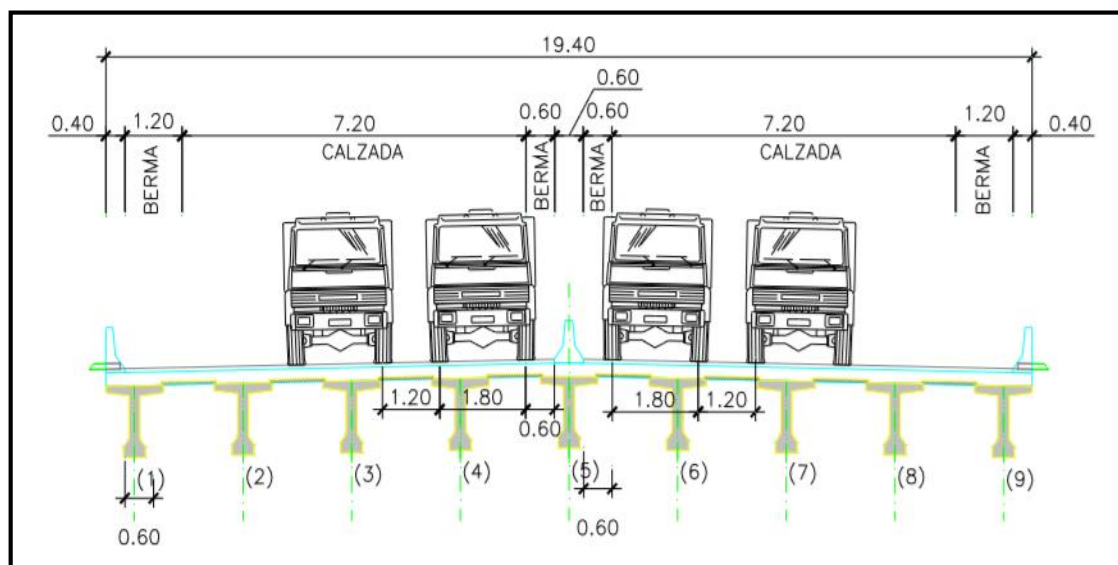
Figura 8*Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 1***Figura 9***Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 2*

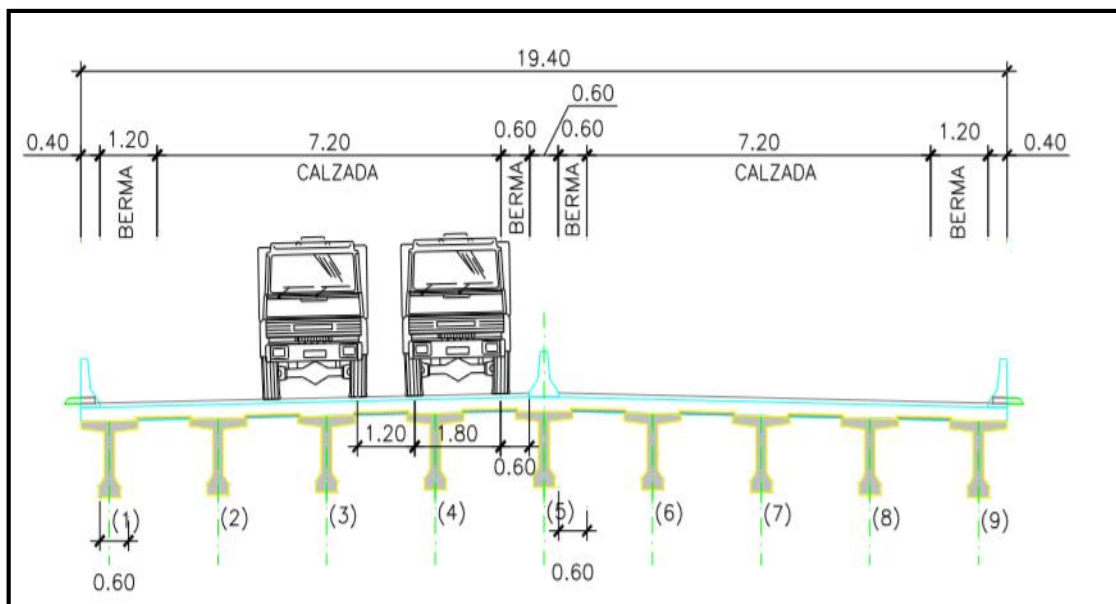
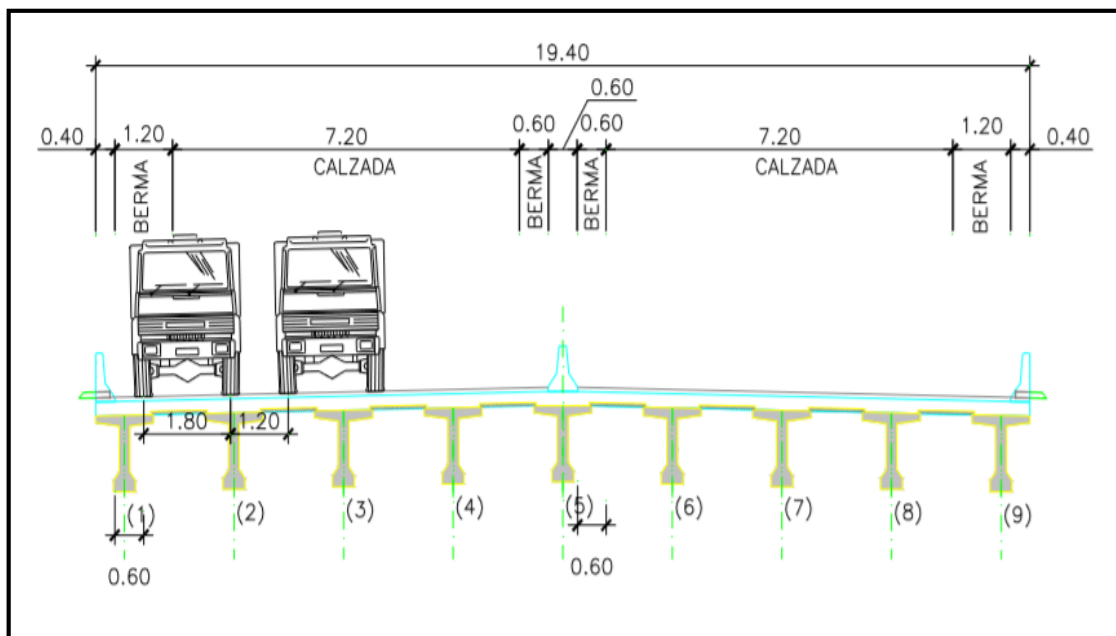
Figura 10*Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 3***Figura 11***Distribución transversal de carga de tráfico – imagen 4*

Figura 12*Fuerza de frenado*

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Nota: Cortesía del MTC.

Peso del camión de diseño: $P_c := 325\text{kN}$

Peso del Tandem de diseño: $P_t := 220\text{kN}$

Peso de la carga de carril $SC \cdot \left(\sum L \right) = 996.96\text{-kN}$

donde:

$$SC = 9.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\left(\sum L \right) = 107.2 \text{ m}$$

Primer caso: $F_{f1} = 325\text{-kN}$

Segundo caso: $F_{f2} = 264.392\text{-kN}$

se selecciona el mayor $F_F = 325\text{-kN}$

Rigidez de los neoprenos

Neoprenos Estribos:

$A_n = 450 \text{ mm}$ Dirección Longitudinal

$B_n = 350 \text{ mm}$ Ancho en dirección transversal

$H_e = 144 \text{ mm}$ Altura neta del neopreno

$G_1 = 0.90 \text{ MPa}$ para cargas lentas

$G_r = 2 G_1 = 1.8 \text{ MPa}$ para carga instantáneas

$N_{\text{neoprenos}} = N_{\text{vigas}}$

Rigidez del neopreno a cargas lentas: Rigidez del neopreno a cargas instantáneas:

$$K_{nl} := (A_n \cdot B_n) \cdot \frac{G_1 \cdot N_{\text{neoprenos}}}{h_e} = 8859.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad K_{nr} := (A_n \cdot B_n) \cdot \frac{G_r \cdot N_{\text{neoprenos}}}{h_e} = 17718.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sección de las columnas:

$$D := 1.00\text{m} \quad I := \frac{\pi}{64} \cdot D^4 \quad I = 4908739 \cdot \text{cm}^4$$

Momento de Inercia de la sección agrietada

$$I_{cr} := .550 \cdot I \quad I_{cr} = 2699806 \text{ cm}^4$$

Propiedades de los materiales:

$$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad f_c := 28 \text{ MPa} \quad N_c := 4 \quad \text{Número de columnas por pila}$$

$$E_c := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kgf}} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \quad \text{Según A 5.4.2.4}$$

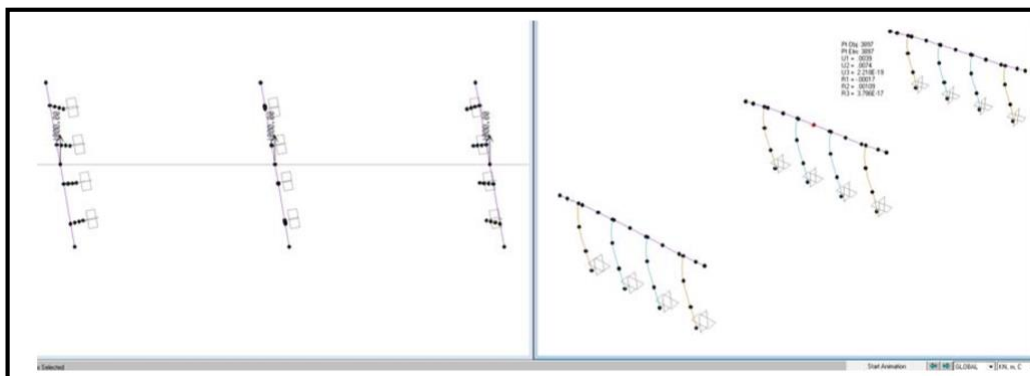
$$E_c = 28.44 \cdot \text{GPa} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto armado.}$$

Rigidez Transversal de pilares:

Rigidez del Pilar en la dirección perpendicular al eje del puente, 10° de desviamiento de pilares:

Figura 13

Utilizando el SAP2000 y aplicando cargas en la cabeza de pila

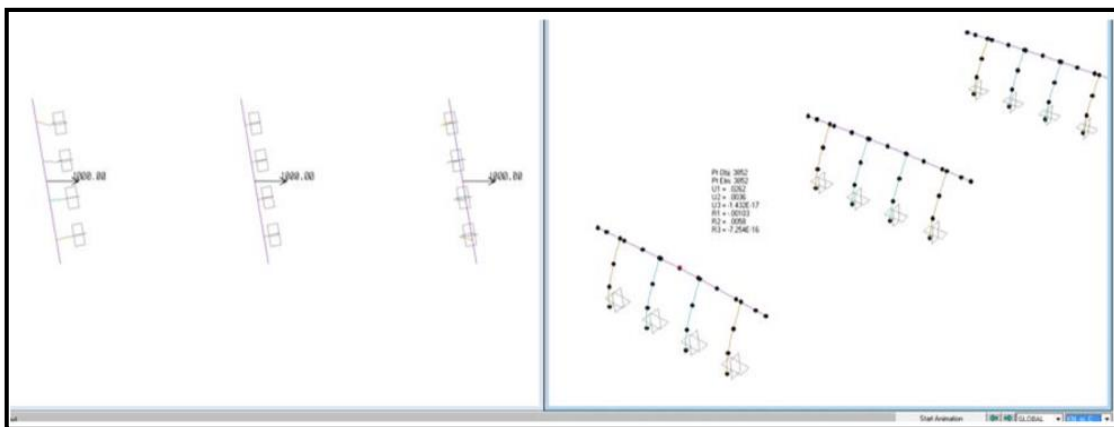


$$K_{T_pila} := \begin{pmatrix} \frac{1000\text{kN}}{.0068\text{m}} \\ \frac{1000\text{kN}}{.0076\text{m}} \\ \frac{1000\text{kN}}{.0068\text{m}} \end{pmatrix} \quad K_{T_pila} = \begin{pmatrix} 147058.82 \\ 131578.95 \\ 147058.82 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez Longitudinal de pilares:

Figura 14

Rigidez del Pilar en dirección paralela al eje del puente, 10° de desviamiento de pilares



$$K_{L_pila} := \begin{pmatrix} \frac{1000\text{kN}}{.0299\text{m}} \\ \frac{1000\text{kN}}{.0334\text{m}} \\ \frac{1000\text{kN}}{.0299\text{m}} \end{pmatrix} \quad K_{L_pila} = \begin{pmatrix} 33444.82 \\ 29940.12 \\ 33444.82 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez equivalente Transversal de pila + apoyo:

$$K_{T_j} := \frac{1}{\left(\frac{1}{2K_{nr}} + \frac{1}{K_{T_pila_j}} \right)}$$

$$K_T = \begin{pmatrix} 28556.18 \\ 27918.38 \\ 28556.18 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez equivalente Longitudinal de pila + apoyo

$$K_{L_j} := \frac{1}{\left(\frac{1}{2K_{nr}} + \frac{1}{K_{L_pila_j}} \right)}$$

$$K_L = \begin{pmatrix} 17206.17 \\ 16228.84 \\ 17206.17 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerza de frenado que se distribuye en cada elemento estructural en los pilares: FF

325 kN

	$\Delta_{pila_j} =$		$F_{FP_j} =$		$M_{FP_j} =$
(pila1)	1.83	·mm	64.96	·kN	116.93
pila2	1.73		61.27		110.29
(pila3)	1.83		64.96		116.93

En los estribos:

$$FFE = 66.90 \text{ kN} \quad MFE = 120.42 \text{ kN m} \quad \Delta L = 3.78 \text{ mm}$$

Fuerza de Viento:

Presión del viento sobre la estructura:

Altura media de la súper estructura: $z = 8.60 \text{ m}$

Velocidad de referencia a una altura de 10 m: $V_{10} = 45 \text{ kph}$ (del mapa de isotacas)

de la tabla

$$V_o = 12 \text{ mph}$$

$$Z_o = 8.20 \text{ ft}$$

$$V_B = 100 \text{ mph}$$

$$V_{DZ} := 2.5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \cdot \ln \left(\frac{z}{Z_o} \right) \quad V_{DZ} = 16.68 \cdot \text{kph}$$

$$P_D := P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad P_B = 0.05 \cdot \text{ksf} \quad \text{tabla 3.8.1.2.1-1}$$

$$P_D = 25.72 \text{ Pa}$$

$$P_{WS} := \max \left[P_D \cdot (h + e_{\text{losa}} + 0.86 \text{ m}), 0.30 \text{ klf} \right] \quad P_{WS} = 4.38 \cdot \text{kN} \div \text{m}$$

Presión sobre los Vehículos: $PWL = 1.50\text{kN/m}$

Acciones reológicas

Coef. retracción

$$\epsilon_{cs} = -2.2 \times 10^{-4} \quad (\text{retracción total del concreto})$$

Coef. Fluencia Concreto

$$\Phi_{\text{tablero}} = 1.72$$

Temperatura

Se ha estimado que la variación de temperatura es de: $\Delta T := 16$

$$\epsilon_{\text{temp}} := 10.8 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta T = 0.17 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Fuerza y desplazamiento por contracción de fragua y temperatura longitud acumulativa de sumatorio de vano:

$$nn = \begin{pmatrix} 0 \\ 26.6 \\ 53.6 \\ 80.6 \\ 107.2 \end{pmatrix} m \quad \begin{pmatrix} \text{Estribo1} \\ \text{pila1} \\ \text{pila2} \\ \text{pila4} \\ \text{Estribo2} \end{pmatrix}$$

Ubicación del centro de rigideces para cargas sostenidas:

$$X_{cr} := \frac{\sum_{i=1}^{N_{\text{vanos}}+1} \left[(K_{\text{apoyo}_i}) \cdot nn_i \right]}{\text{Nro_Apoyos} \sum_{i=1} K_{\text{apoyo}_i}}$$

Deformación por retracción y fluencia $\Delta_{SH_i} := (|\epsilon_{cs}|) \cdot (X_{cr} - nn_i)$

Deformación por temperatura $\Delta_{TU_i} := (\epsilon_{temp}) \cdot (X_{cr} - nn_i)$

Fuerza Horizontal por retracción $F_{SH_i} := \Delta_{SH_i} \cdot (K_{\text{apoyo}_i})$

Fuerza Horizontal por temperatura $F_{TU_i} := \Delta_{TU_i} \cdot (K_{\text{apoyo}_i})$

Figura 15*Retracción*

	Δ_{absoluto}	$\Delta_{\text{relativo del neop}}$	$\Delta_{\text{cabeza de pila}}$	Fuerza Horizontal
	$\Delta_{\text{SH}_i} =$	$\Delta_{\text{SH}_{\text{neop}_i}} =$	$\Delta_{\text{SH}_{\text{cabeza_pila}_i}} =$	$F_{\text{SH}_i} =$
(Estribo1)	11.8 ·mm	11.8 ·mm	0 ·mm	104.52 ·kN
pila1	5.94	5.64	0.3	100.01
pila2	-0	-0	0	-0
pila3	-5.94	-5.64	-0.3	-100.01
(Estribo2)	-11.8	-11.8	0	-104.52

Figura 16*Temperatura*

	Δ_{absoluto}	$\Delta_{\text{relativo del neop}}$	$\Delta_{\text{cabeza de pila}}$	Fuerza Horizontal
	$\Delta_{\text{TU}_i} =$	$\Delta_{\text{TU}_{\text{neop}_i}} =$	$\Delta_{\text{TU}_{\text{cabeza_pila}_i}} =$	$F_{\text{TU}_i} =$
(Estribo1)	9.26 ·mm	9.26 ·mm	0 ·mm	82.06 ·kN
pila1	4.67	4.43	0.23	78.51
pila2	-0	-0	0	-0
pila3	-4.67	-4.43	-0.23	-78.51
(Estribo2)	-9.26	-9.26	0	-82.06

Diseño sísmico del puente:

Espectro de Diseño según AASHTO 2010

Datos del estudio de Peligro Sísmico desarrollado para el proyecto:

PGA = 0.525 Coeficiente de aceleración pico

Ss = 1.0285 Coeficiente de aceleración espectral para un período de 0.2 s

S1 = 0.5685 Coeficiente de aceleración espectral para un período de 1

Fpga = 1 factor de sitio para un periodo de aceleración espectral 0s

Fa = 1.2 factor de sitio para rangos de periodos cortos de aceleración espectral

$F_v = 1.3$ factor de sitio para rangos de periodos largos de aceleración espectral

$$A_s := F_{pga} \cdot PGA = 0.525$$

$$S_{DS} := F_a \cdot S_s = 1.234$$

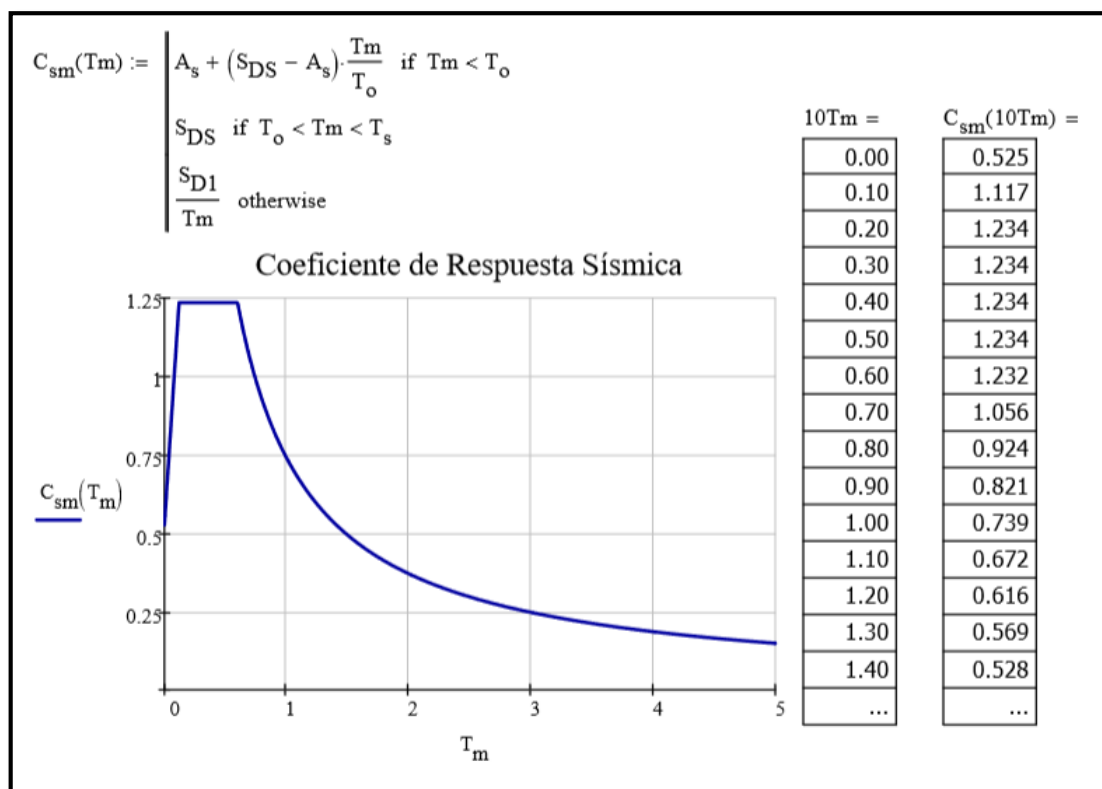
$$S_{D1} := F_v \cdot S_1 = 0.739$$

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.599$$

$$T_o := 0.2 \cdot T_s = 0.12$$

Figura 17

Coefficiente de respuesta sísmica elástica



Selección de la categoría de Diseño Sísmico (SDC)

de acuerdo al coeficiente de aceleración $SD1 = 0.74 \implies SDC = "D"$

Masa Sísmica: Masa de Superestructura, incluyendo 50% de carga viva:

$$M := \frac{\left(P_{\text{tablero}} + P_{\text{barrera}} + P_{\text{pav}_1} \right) \cdot \left(\sum L + 2 \cdot 0.45 \text{m} \right) + P_{\text{em}} \cdot \sum L \dots + 0.5 \times 4 \times \left[P_c + SC \cdot \left(\sum L + 2 \cdot 0.45 \text{m} \right) \right]}{g} = 3.668 \times 10^6 \cdot \text{kg}$$

Evaluando la estructura en el Espectro de Respuesta Fuerza - Desplazamiento:

Función de Fuerzas Sísmica Espectrales:

$$F_{EQ}(T_m) := C_{sm}(T_m) \cdot M \cdot g$$

Función de Desplazamientos Espectrales:

$$\Delta_{EQ}(T_m) := \frac{T_m^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot C_{sm}(T_m) \cdot g \cdot (s^2)$$

Diseño Sísmico en la dirección Longitudinal:

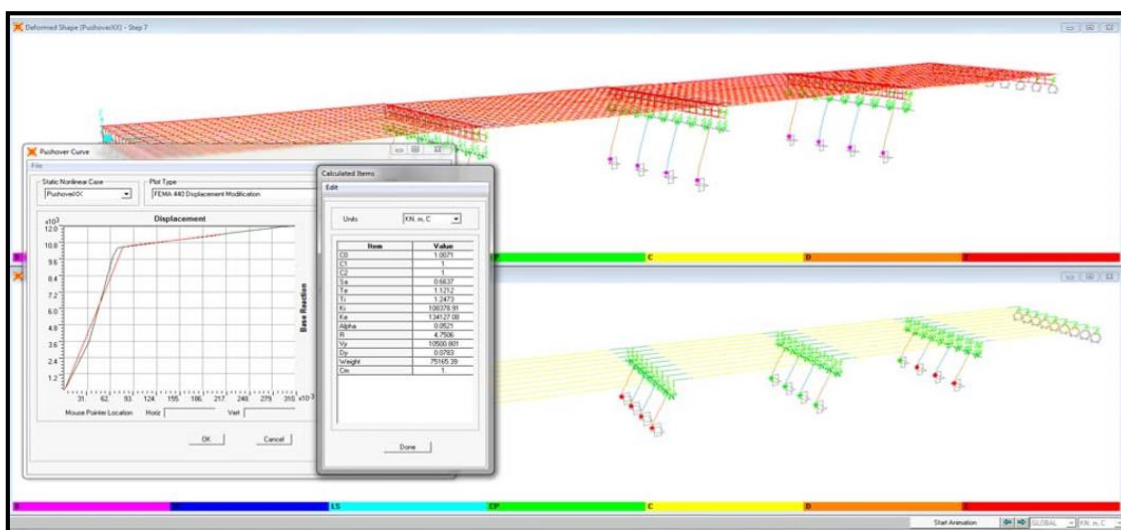
Relación Fuerza Cortante - Desplazamiento de la estructura:

Rigidez del sistema antes de impactar con el tope: $K_{sist_L} = 86078.68 \text{ kN/m}$ Rigidez del

sistema luego de impactar con el tope: $K_{c_tope} = 5 \cdot 10^8 \text{ kN/m}$

Figura 18

Datos de curva capacidad de los pilares calculados por análisis Pushover en SAP 2000



Nota. Cortesía de SAP 2000

Parámetros Elasto-Plásticos del comportamiento de Pilares obtenido del análisis

Pushover: Desplazamiento de Fluencia del Pilar $\Delta y_c := 78\text{mm}$

Cortante de Fluencia en el sistema: $V_t := 10623.1\text{kN}$

Desplazamiento Plástico + Fluencia de Pilar: $\Delta c := 290\text{mm}$

Fuerza en Pilares al alcanzar Fluencia: $F_{EQ_Pila} = \begin{pmatrix} 1342.08 \\ 1265.85 \\ 1342.08 \end{pmatrix} \text{kN}$

Deformación Neoprenos sobre pilas: $\Delta y_{neop_pila} = \begin{pmatrix} 37.9 \\ 35.7 \\ 37.9 \end{pmatrix} \text{mm}$

Desplazamiento cabeza de pilares $\Delta y_c + \Delta y_{neop_pila} = \begin{pmatrix} 115.9 \\ 113.7 \\ 115.9 \end{pmatrix} \text{mm}$

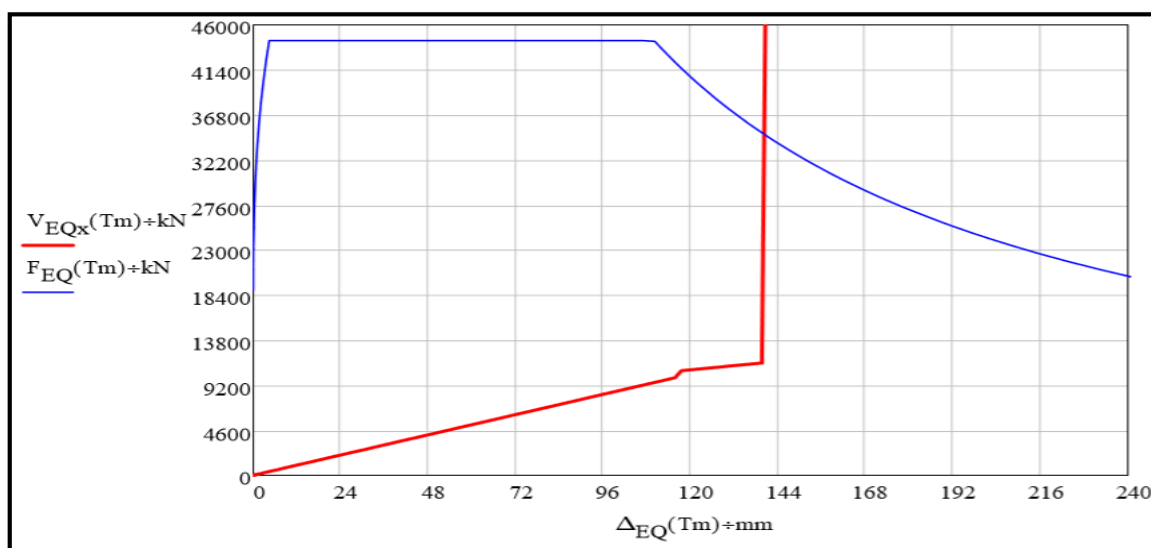
En el Sistema:

Desplazamiento de Fluencia del Sistema: $\Delta y_t := \Delta y_c + \max(\Delta y_{neop_pila}) = 115.9 \cdot \text{mm}$

Desplazamiento Último del sistema sin topes: $\Delta c_t := \Delta c + \Delta h_l = 430 \cdot \text{mm}$

Figura 19

Spectro de respuesta fuerza-desplazamiento y curva capacidad



De la intersección de la Curva de Demanda (FEQ) y la Curva Capacidad (VEQ) se obtiene:

$$\text{Cortante de Desempeño Objetivo: } F_{EQ}(T_f) = 34747.64 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Desplazamiento de Demanda: } \Delta_D := \Delta_{EQ}(T_f) \quad \Delta_D = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Relación Demanda-Capacidad: } \Delta_D \leq \Delta_{c_t} \quad ==> \quad \Delta_D \div \Delta_{c_t} = 0.33$$

Fuerza tomada por los Topes Longitudinales:

$$F_{\text{imp}} := F_{EQ}(T_f) - [V_t + (\Delta h_l - \Delta y_t) \cdot K_{nr}] = 23697.02 \cdot \text{kN}$$

Diseño Sísmico en la dirección Transversal:

Se han analizado los pilares por separado, teniendo en cuenta en un primer cálculo la masa tributaria correspondiente a un vano completo. De igual manera se ha estudiado el comportamiento en el estribo, con la masa tributaria correspondiente a medio vano.

La demanda final es calculada de forma iterativa, corrigiendo las longitudes tributarias de masa en pilas y estribos. Esta corrección se realiza sobre un modelo tipo viga en el que se considera la inercia transversal del tablero y las rigideces secantes correspondientes de pilares y estribos.

Las curvas de capacidad y curvas de demanda para la iteración final que representan la condición de diseño son los siguientes:

Desempeño pilares 1 y 3:

Se considera una masa lineal uniformemente distribuida:

$$\text{Masa}_{\text{pml}} := \frac{M}{107.2\text{m}} = 34216.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El desplazamiento transversal de neoprenos sobre pilares está controlado a:

Holgura transversal proporcionada en Pilas.

$$\Delta h := 0.080\text{m}$$

Longitud de masa tributaria:

$$L_{\text{corr}} := 21.19\text{m}$$

Masa de Superestructura, incluyendo 50% de carga viva:

$$M := \text{Masa}_{\text{pml}} \cdot L_{\text{corr}}$$

$$M = 725046.94 \text{ kg}$$

Cálculo de Desplazamiento Transversal del pilar al instante de alcanzar la apertura máxima del tope:

$$\text{Fuerza necesaria para alcanzar el tope: } F_{\text{EQ}} := 2 \cdot K_{\text{nr}} \cdot \Delta h \quad F_{\text{EQ}} = 2835 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante desarrollado en Pilas: } F_{\text{EQ_Pila}} := F_{\text{EQ}} \quad F_{\text{EQ_Pila}} = 2835 \text{ kN}$$

Desplazamiento elástico desarrollado en la cabeza de Pilas al instante de alcanzar el tope sísmico:

$$\Delta_{EQcabeza_pila} := \frac{F_{EQ_Pila}}{K_{T_pila_1}} = 19.3 \cdot \text{mm}$$

$$\delta p_0 := \Delta_{EQcabeza_pila} = 19.3 \cdot \text{mm}$$

Deformación Elástica Total alcanzada por sistema neoprenos-Pila instante antes de impactar con el tope:

$$\Delta_{EQ_pila} := \frac{F_{EQ_Pila}}{K_{T_1}} = 99.3 \cdot \text{mm}$$

$$\delta s_0 := \Delta_{EQ_pila} = 99.3 \cdot \text{mm}$$

Evaluando la estructura en el espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento:

Función de Fuerzas Sísmica Espectrales:

$$F_{EQ}(T_m) := C_{sm}(T_m) \cdot M \cdot g$$

Función de Desplazamientos Espectrales:

$$\Delta_{EQ}(T_m) := \frac{T_m^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot C_{sm}(T_m) \cdot g \cdot (s^2)$$

Características del pilar en la dirección Transversal:

Relación Fuerza Cortante - Desplazamiento de la estructura:

Rigidez del sistema antes de impactar con los topes:

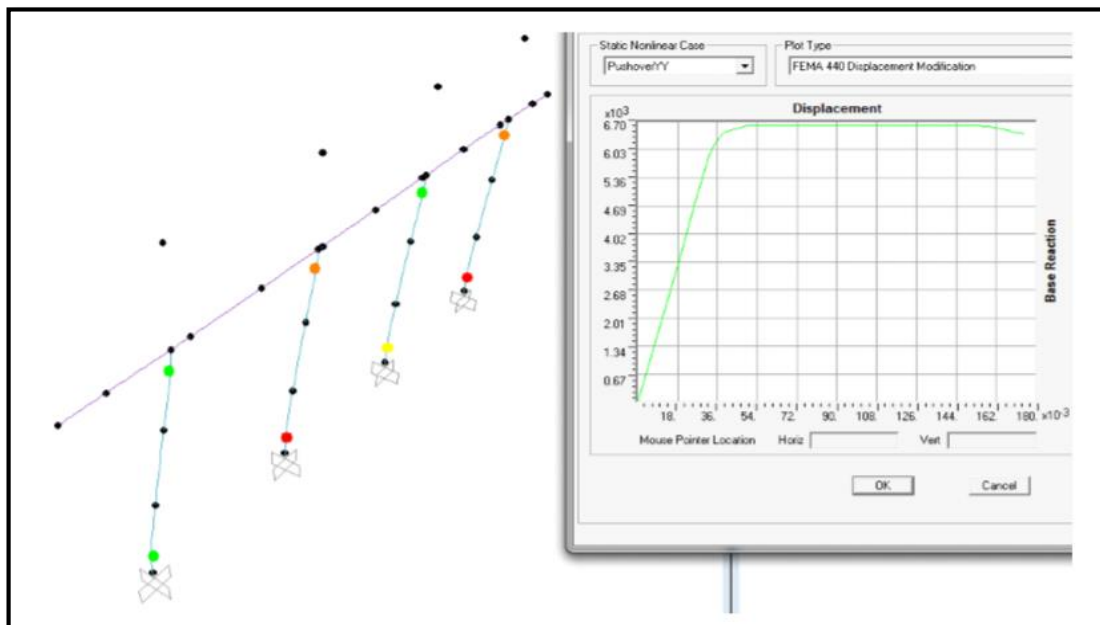
$$K_{s_tope} := K_{T_1} = 28556.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez del sistema luego de impactar con el tope de Pilares:

$$K_{c_tope} := K_{T_pila_1} = 147058.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 20

Datos de la curva capacidad del pilar obtenido de un análisis Push-over en SAP2000



Nota. Cortesía de SAP 2000

Deformaciones en la cabeza de Pilas:

Desplazamiento de Fluencia de las Pilas

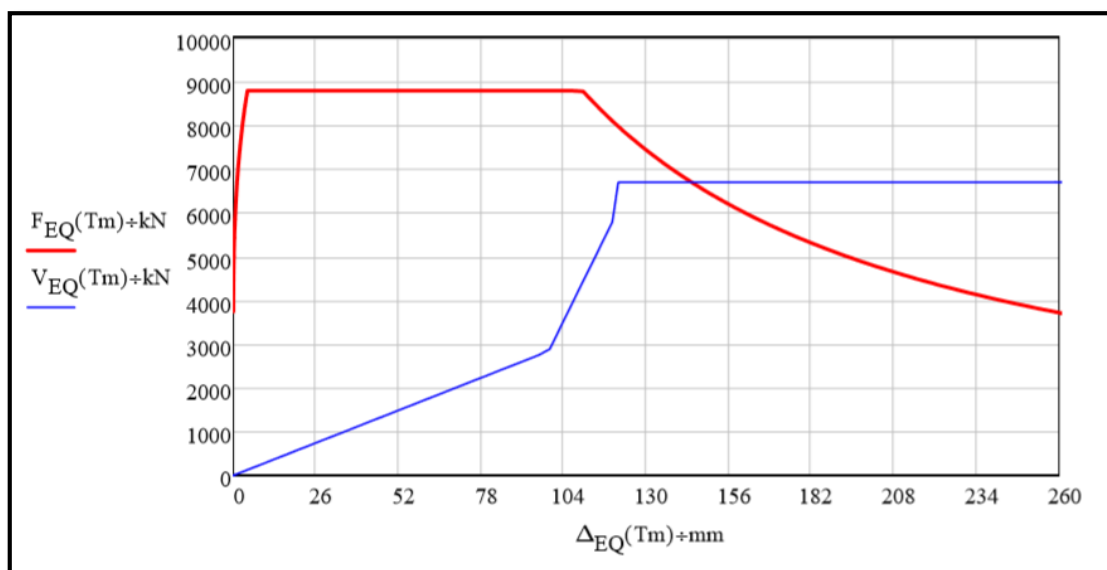
Desplazamiento Plástico + Fluencia de Pila

Capacidad del Pilar con Topes Sísmicos en Pilares:

Desplazamiento de Fluencia del Sistema:	$\Delta y_t := \Delta y_c + \Delta h = 120 \cdot \text{mm}$
Desplazamiento Ultimo del sistema:	$\Delta c_t := \Delta c + \Delta h = 266 \cdot \text{mm}$
Cortante Máximo en el sistema:	$V_y := 6686.6 \text{ kN}$

Figura 21

Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad



De la intersección de Curva de Demanda (FEQ) y Curva Capacidad (VEQ) se obtiene:

Cortante Inelástico de Diseño: $F_{EQ}(T_f) = 6686.6 \text{ kN}$

Demanda de Desplazamiento de Diseño: $\Delta_D := \Delta_{EQ}(T_f) = 144 \text{ mm}$

Relación Demanda - Capacidad $\Delta_D \leq \Delta_{c_t} = 1 \quad \frac{\Delta_D}{\Delta_{c_t}} = 0.54$

Fuerza tomada por el Tope en el Pilar: $F_{imp} := F_{EQ}(T_f) - V_{EQ}(\delta_{s_0}) = 3851.6 \text{ kN}$

Rigidez Secante a punto de demanda: $K_{seq1} := \frac{F_{EQ}(T_f)}{\Delta_{EQ}(T_f)} = 46346.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Desempeño del pilar 2:

El desplazamiento transversal de neoprenos sobre pilares está controlado a:

Holgura transversal proporcionada en Pilas. $\Delta h := 0.080\text{m}$

Longitud de masa tributaria: $L_{\text{corr}} := 21.19\text{m}$

Cálculo de Desplazamiento Transversal del pilar al instante de cerrar la holgura:

Fuerza necesaria en neoprenos

para alcanzar el tope: $F_{\text{EQ}} := 2 \cdot K_{\text{nr}} \cdot \Delta h$ $F_{\text{EQ}} = 2835 \text{ kN}$

Cortante desarrollado en Pilas: $F_{\text{EQ_Pila}} := F_{\text{EQ}}$ $F_{\text{EQ_Pila}} = 2835 \text{ kN}$

Desplazamiento elástico desarrollado en la cabeza de Pilas al instante de alcanzar el tope sísmico:

$$\Delta_{\text{EQcabeza_pila}} := \frac{F_{\text{EQ_Pila}}}{K_{\text{T_pila}_2}} = 21.5 \cdot \text{mm}$$

$$\delta p_0 := \Delta_{\text{EQcabeza_pila}} = 21.5 \cdot \text{mm}$$

Deformación Elástica Total alcanzada por sistema neoprenos-Pila instante antes de impactar con el tope:

$$\Delta_{\text{EQ_pila}} := \frac{F_{\text{EQ_Pila}}}{K_{\text{T}_2}} \quad \Delta_{\text{EQ_pila}} = 101.5 \text{ mm}$$

$$\delta s_0 := \Delta_{\text{EQ_pila}} \quad \delta s_0 = 101.5 \text{ mm}$$

Evaluando la estructura en el Espectro de Respuesta Fuerza - Desplazamiento:

Función de Fuerzas Sísmica Espectrales: $F_{EQ}(T_m) := C_{sm}(T_m) \cdot M \cdot g$

Función de Desplazamientos Espectrales: $\Delta_{EQ}(T_m) := \frac{T_m^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot C_{sm}(T_m) \cdot g \cdot (s^2)$

Construcción de la Curva Capacidad de la Estructura:

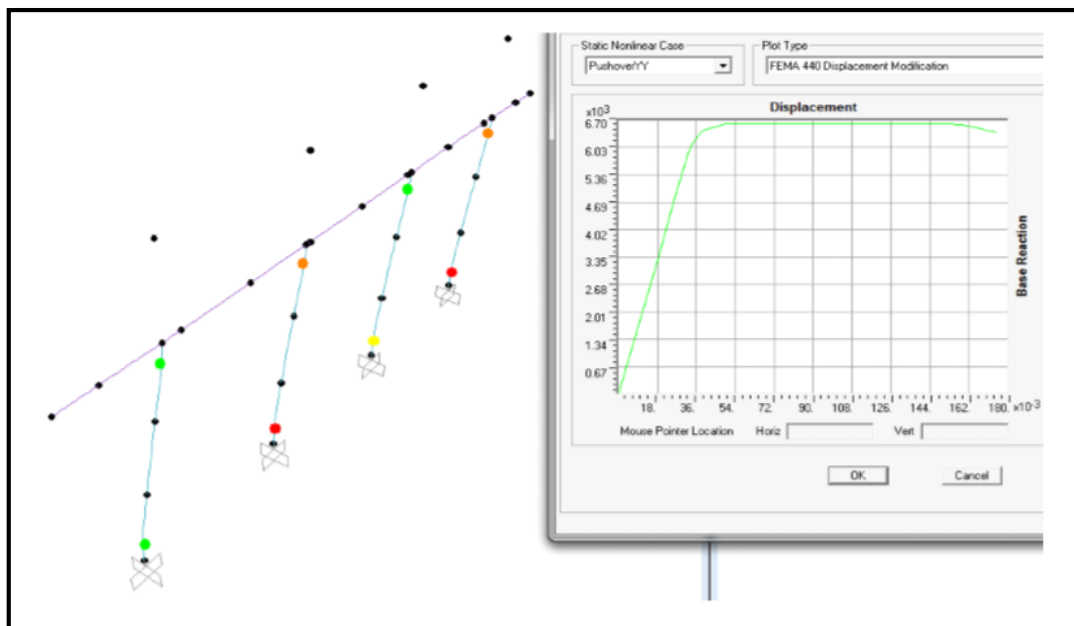
Características mecánicas del pilar:

Rigidez del sistema antes de impactar con los topes: $K_{s_tope} = 27918.38 \frac{kN}{m}$

Rigidez del sistema luego de impactar con el tope de Pilares: $K_{c_tope} = 131578.95 \frac{kN}{m}$

Figura 22

Datos de la curva capacidad del pilar obtenido de un análisis Push-over en SAP2000



Nota. Cortesía de SAP 2000

Deformaciones en la cabeza de Pilas:

Desplazamiento de Fluencia de las Pilas $\Delta y_c := 42\text{mm}$

Desplazamiento Plástico + Fluencia de Pila: $\Delta c := 181\text{mm}$

Capacidad del Pilar con Topes Sísmicos en Pilares:

Desplazamiento de Fluencia del Sistema: $\Delta y_t := \Delta y_c + \Delta h$

$$\Delta y_t = 122\text{ mm}$$

Desplazamiento Ultimo del sistema:

$$\Delta c_t := \Delta c + \Delta h$$

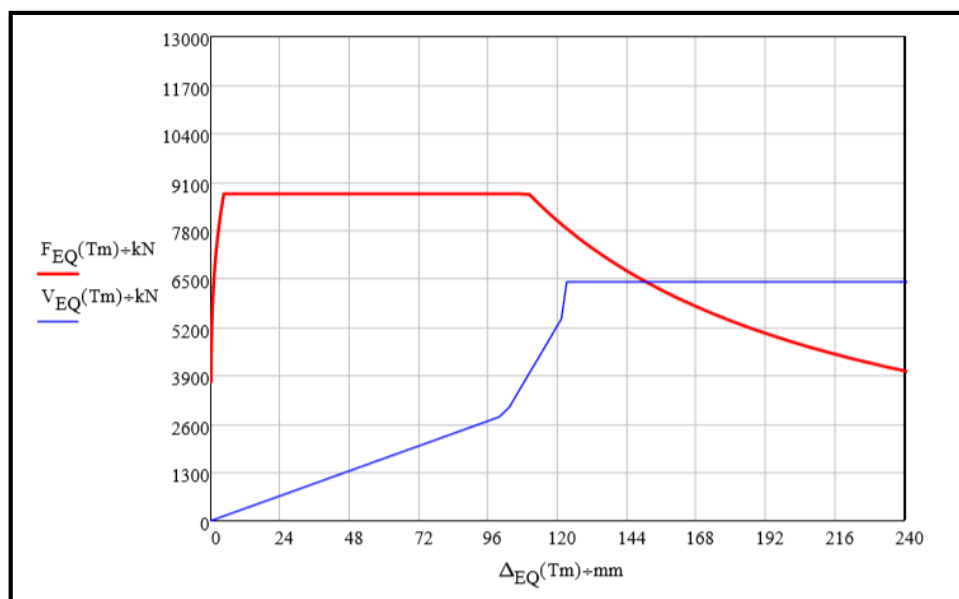
$$\Delta c_t = 261\text{ mm}$$

Cortante Máximo en el sistema:

$$V_y := 6411.0\text{kN}$$

Figura 23

Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad



De la intersección de la Curva de Demanda (FEQ) y Curva Capacidad (VEQ) se obtiene:

Cortante Inelástico de Diseño: $F_{EQ}(T_f) = 6411 \cdot \text{kN}$

Desplazamiento de Demanda: $\Delta_D := \Delta_{EQ}(T_f) = 150 \cdot \text{mm}$

Relación Demanda - Capacidad: $\Delta_D \leq \Delta_{c_t} = 1$ $\frac{\Delta_D}{\Delta_{c_t}} = 0.58$

Fuerza tomada por el Tope en el Pilar: $F_{\text{imp}} := F_{EQ}(T_f) - V_{EQ}\delta(\delta_{s0})$

$$F_{\text{imp}} = 3576 \text{ kN}$$

Rigidez secante al punto de demanda:

$$K_{\text{seq}_2} := \frac{F_{EQ}(T_f)}{\Delta_{EQ}(T_f)}$$

$$K_{\text{seq}_2} = 42604.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Comportamiento sísmico en estribos:

Holgura tope en estribos:

$$\Delta_{t_{\text{est}}} := 140 \text{ mm}$$

Longitud de masa tributaria:

$$L_{\text{corr}} = 21.76 \text{ m} \implies M := \text{Masa}_{\text{pml}} \cdot L_{\text{corr}}$$

$$M = 744550.33 \text{ kg}$$

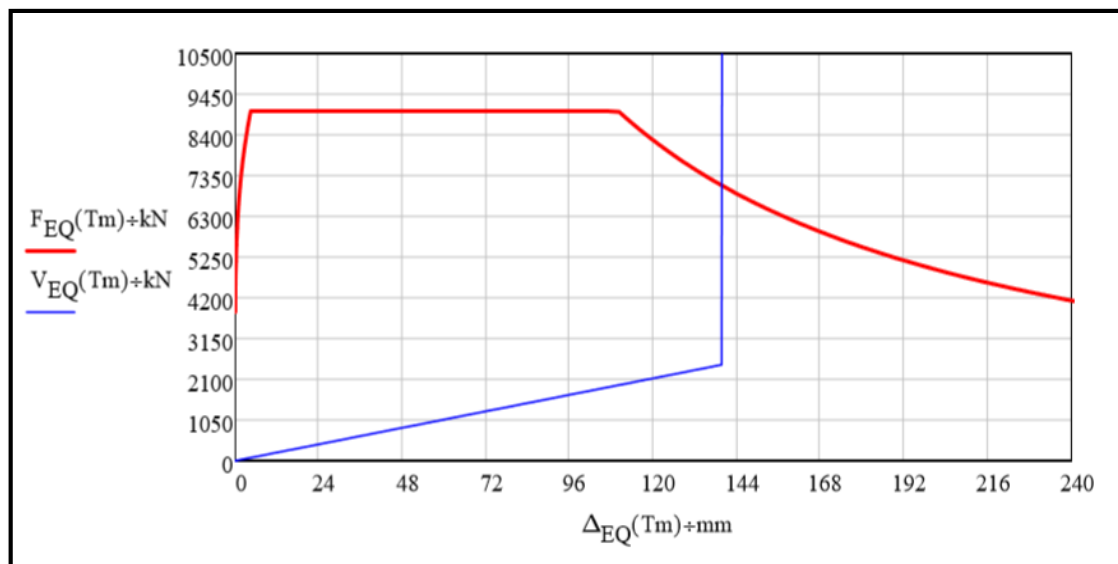
Función de Fuerzas Sísmica

$$F_{EQ}(T_m) := C_{sm}(T_m) \cdot M \cdot g$$

Espectrales:

Figura 24

Espectro de respuesta fuerza – Desplazamiento y curva capacidad



De la intersección de Curva Demanda (FEQ) y Curva Capacidad (VEQ) se obtiene:

Cortante Inelástico de Diseño:

$$F_{EQ}(T_f) = 7076.075 \cdot \text{kN}$$

Desplazamiento de Demanda:

$$\Delta_D := \Delta_{EQ}(T_f)$$

$$\Delta_D = 140 \text{ mm}$$

Relación Demanda - Capacidad:

$$\Delta_D \leq h_e = 1 \quad \frac{\Delta_D}{h_e} = 0.97$$

Fuerza tomada por el Tope en el Pilar:

$$F_{\text{imp}} := F_{EQ}(T_f) - V_{EQ}\delta(\Delta_{t_{\text{est}}})$$

$$F_{\text{imp}} = 4595.45 \text{ kN}$$

Rigidez Secante a punto de demanda:

$$K_{\text{sec_abut}} := \frac{F_{EQ}(T_f)}{\Delta_{EQ}(T_f)}$$

$$K_{\text{sec_abut}} = 50543.06 \text{ kN} \div \text{m}$$

4.4 Acciones permanentes de valor no constante

Acciones de postensado

Se consideran las acciones del postensado, adoptando los siguientes parámetros para la evaluación de las pérdidas:

• Coeficiente de rozamiento en curva [μ]:	0,25
• Coeficiente de rozamiento parásito [K/μ]:	0,00066
• Penetración de la cuña [a]:	6 mm
• Relajación del acero de longitud constante a 1000h	$\leq 2,00\%$

Las pérdidas diferidas por fluencia y retracción del concreto y las correspondientes a la relajación del acero a tiempo infinito se obtienen de acuerdo con lo recomendado en el AASHTO LRFD. Los valores del postensado se resumen a continuación:

Postensado (por viga)	2 T 12 \emptyset 0.6" + 1 T 6 \emptyset 0.6"
Fuerza de tesado inicial (después de pérdidas iniciales) (por viga)	5198 kN
Fuerza de tesado final estable (por viga)	4070 kN
Porcentaje de tesado inicial tras pérdidas iniciales	87.20%
Porcentaje de tesado inicial tras pérdidas totales	68.20%

4.5 Acciones reológicas

Se consideran las acciones debidas a retracción y fluencia para el diseño de la subestructura y juntas de dilatación, y para el tablero en el cálculo de las pérdidas diferidas.

4.5.1 Acciones debidas al terreno

Las acciones debidas al terreno sobre alzados de estribos se analizan mediante el coeficiente de empuje activo de Coulomb, considerando el ángulo de rozamiento interno del relleno de $\phi = 33^\circ$ y una densidad de $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, obteniéndose un coeficiente activo de 0.295. No se considera empuje pasivo en puntera de zapatas.

La cimentación prevista es directa para los estribos y pilares. No se consideran en el cálculo asientos diferenciales dados las condiciones geotécnicas de la obra.

4.5.2 Acciones variables

La sobrecarga aplicada al tablero designado como la HL -93, consiste en:

Camión de diseño. - es un vehículo de 325 kN de peso, distribuido en tres pares de ejes (35 kN + 145 kN + 145 kN), la distancia entre el primer y segundo eje es de 4.30 m y la del segundo con el tercero varía entre 4.30 m y 9.0 m. La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico.

Tándem de diseño. - consistirá en un par de ejes de 110kN con una separación de 1.20m, La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico.

Carga de carril de diseño. - Consistirá en una carga distribuida de 9.30 kN/m, uniformemente distribuido en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0m. No se considerará el

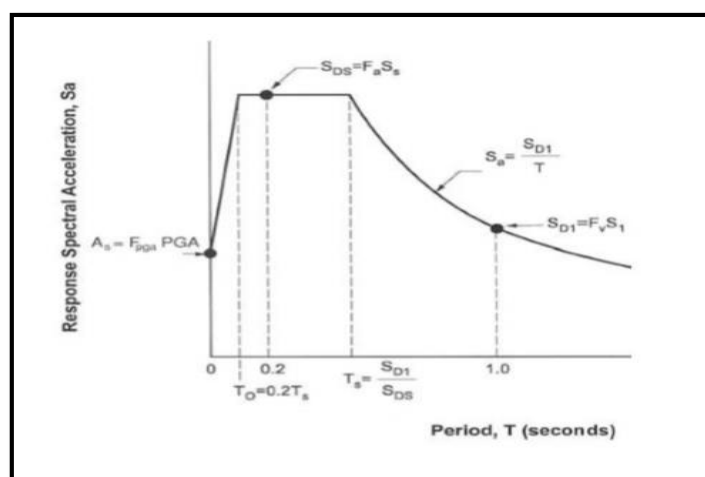
incremento dinámico. La sobrecarga de superficie sobre rellenos de trasdós de alzados en estribos es tomada como 12.00kN/m^2 .

4.5.3 Acciones accidentales

Para el desarrollo de los diseños sísmicos del Viaducto se ha seguido lo indicado en: AASHTO. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009. Se incluye a continuación la siguiente figura con la definición general del espectro.

Figura 25

Espectro de respuesta de aceleración



De acuerdo al estudio de Peligro Sísmico los valores del espectro para el Viaducto son:

- Coeficientes de aceleración:

PGA = 0,525 Coeficiente de aceleración pico en terreno tipo B, roca.

SS = 1,0285 Coeficiente de aceleración espectral para un período de 0,2 s.

S1 = 0,5685 Coeficiente de aceleración espectral para un período de 1,0 s. - Factores de

sitio:

$F_{pga} = 1,0$ Factor de sitio para la aceleración de pico.

$F_a = 1,20$ Factor de sitio para la aceleración de períodos de 0,2 s.

$F_v = 1,30$ Factor de sitio para la aceleración de períodos de 1,0 s.

- Definición de los puntos principales del espectro:

$$A_S = F_{pga} \text{ PGA} = 0,525.$$

$$S_{DS} = F_a S_D = 1,234.$$

$$S_{D1} = F_v S_1 = 0,739.$$

- Períodos que definen la meseta del espectro:

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} = 0,599 \text{ s.}$$

$$T_0 = 0,2 \text{ TS} = 0,12 \text{ s.}$$

- Para valores intermedios de períodos las aceleraciones se definen de acuerdo a las siguientes ecuaciones

$$C_{sm}(T_m) := \begin{cases} A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \frac{T_m}{T_0} & \text{if } T_m < T_0 \\ S_{DS} & \text{if } T_0 < T_m < T_S \\ \frac{S_{D1}}{T_m} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Se debe determinar cuál es la Categoría sísmica de diseño, en función del valor S_{D1} del espectro de aceleraciones.

Tabla 2

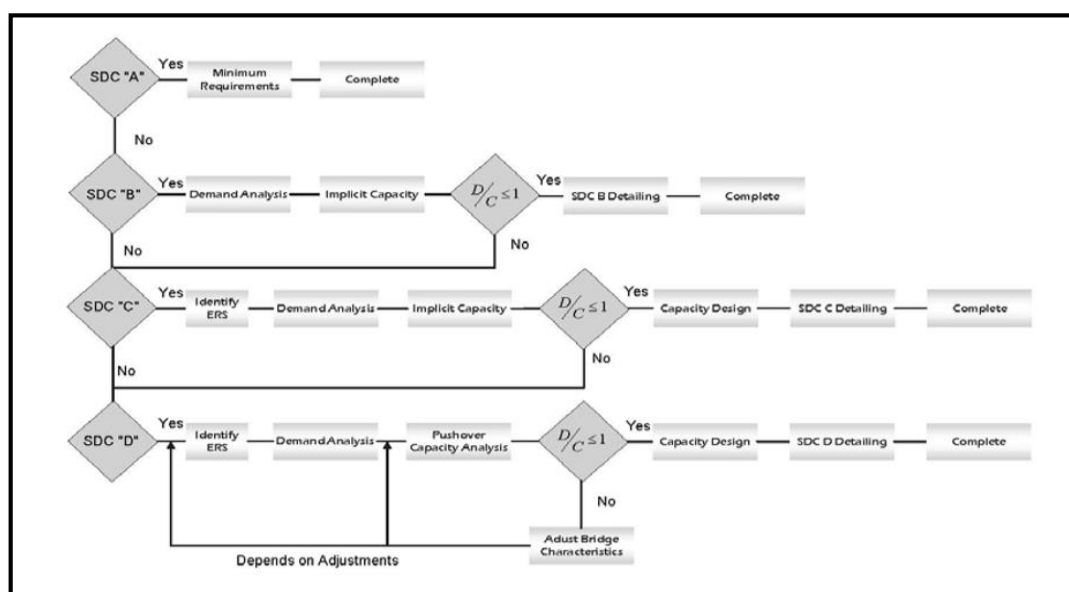
Categoría sísmica de diseño

Value of $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

En nuestro caso $SD1=0.739$, mayor que 0.5, luego corresponde una categoría de diseño SDC D. El diseño sísmico se debe realizar de acuerdo a lo indicado en la siguiente figura, que se adjunta.

Figura 26

Pasos a considerarse en el diseño sísmico



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima

De acuerdo con el diagrama los pasos a seguir son:

- Identificación del Sistema Resistente al Sismo (ERS).

- Análisis de demanda (D).
- Capacidad de desplazamiento (C) con análisis pushover.
- Si $C/D \leq 1$ se continúa con el resto del diseño. En caso contrario el diseño no es válido y se debe modificar.
- Diseño por capacidad incluyendo los requerimientos de cortante.
- Nivel de detalles en planos “SDC D”.

La Estrategia de Diseño Sísmico es el tipo 1: Subestructura dúctil con Superestructura esencialmente elástica. Esta categoría incluye la formación de rótulas plásticas en pilas y estribos que limitan las fuerzas inerciales con la movilización de la resistencia pasiva del terreno. También se participa de la Estrategia de Diseño Sísmico tipo 3 en parte, ya que entre la superestructura y la subestructura se disponen neoprenos flexibles que disipan parte de las fuerzas inerciales. Su contribución está limitada a las holguras que se han dejado en pilas y estribos.

En longitudinal el Sistema Resistente al Sismo (ERS) es:

- Apoyos de neopreno zunchado, para disipar una parte de las fuerzas inerciales.
- Formación de rótulas plásticas en la parte inferior.
- Tope frontal en el espaldón del estribo, donde se ha dejado una holgura de 140 mm, entre el tablero y el espaldón, que limita el máximo movimiento longitudinal del Viaducto.

En transversal el Sistema Resistente al Sismo (ERS) es muy similar:

- Apoyos de neopreno zunchado, para disipar una parte de las fuerzas inerciales.
- Formación de rótulas plásticas en la parte inferior y superior de los fustes de las pilas.
- Topes laterales en los estribos y las pilas, donde se ha dejado una holgura de 80 mm en las pilas y 140 mm en los estribos. Estas holguras limitan el máximo movimiento transversal del Viaducto.

Los Elementos Sismo-Resistentes (EREs) son:

- Rótulas plásticas, en el arranque de las cimentaciones y en la unión con el cabezal.
- Apoyos diseñados para disipar fuerzas y acomodarse a los desplazamientos sísmicos, hasta alcanzar los topes.
- Cimentaciones directas que cumplen los criterios de vuelco.
- Estribos cuyos espaldones son diseñados para resistir las fuerzas de impacto de forma elástica.

El efecto sísmico en los estribos fue tomado en cuenta para la verificación de estabilidad y resistencia, empleándose la amplificación dinámica del empuje del relleno mediante el método pseudo-estático de Mononobe Okabe y las fuerzas inerciales del relleno y estribo.

4.6 Análisis del tablero

4.6.1 Modelos de cálculo para el comportamiento longitudinal

El análisis para la obtención de los esfuerzos longitudinales del tablero se realiza sobre un modelo matricial de barras, con disposición tipo viga, que incluyen las excentricidades verticales para recoger la variación de la posición del centro de gravedad.

Las barras son de sección constante, adoptando la geometría teórica de la viga. Las características mecánicas de las secciones se corresponden con las secciones homogenizadas. La longitud máxima de las barras es de 1.31 m.

Para las condiciones de borde se consideran restringidos los giros a torsión en apoyos, quedando libre el giro de flexión en todos ellos.

Tabla 3

Momento flector y cortante

	Viga Interior	Viga Exterior
Momento Flector	0.619 líneas	0.649 líneas
Cortante	0.813 líneas	0.733 líneas

El análisis efectuado es elástico y lineal, y se corrigen los efectos de la excentricidad de la sobrecarga mediante los coeficientes de reparto correspondientes, éstos han sido obtenidos haciendo un análisis espacial por el MEF y corroborados de acuerdo a las indicaciones del AASHTO, distinguiendo los factores correspondientes al momento y al cortante.

4.6.2 Comprobaciones del estado límite de servicio (ELS)

Se realizan las siguientes comprobaciones en estado límite de servicio:

- Esfuerzos temporales, antes de las pérdidas - componentes totalmente tesadas.

La tensión máxima de compresión para los esfuerzos de flexocompresión, teniendo en cuenta los factores de excentricidad por flexión, en análisis elástico y lineal es de 22.54 N/mm^2 , inferior al valor admisible de $0,6 \cdot f_{ci} = 24.0 \text{ N/mm}^2$.

- Esfuerzos en el estado límite de servicio I, después de las pérdidas – componentes totalmente tesadas.

La tensión máxima de compresión para los esfuerzos de flexocompresión, teniendo en cuenta los factores de excentricidad por flexión, en análisis elástico y lineal es de 10.99 N/mm^2 en la viga interior y de 10.27 N/mm^2 en la viga exterior, inferior al valor admisible de $0,45 \cdot f_c = 20.25 \text{ N/mm}^2$.

- Esfuerzos en el estado límite de servicio III, después de las pérdidas – componentes totalmente tesadas.

Para este estado límite de servicio las vigas se encuentran totalmente comprimidas, quedando garantizado que la abertura característica de fisura será inferior que la máxima tolerable.

La flecha correspondiente a la sobrecarga es de 10.90 mm , equivalente a $L/2402$.

4.6.3 Comprobaciones del estado límite último (ELU)

Se realizan las siguientes comprobaciones en estado límite último:

- El de agotamiento por flexocompresión, en cálculos elasto-plásticos a partir de las envolventes generadas para el Estado Límite de Resistencia y aplicando los dominios de deformación fijados en el reglamento AASHTO LRFD, incluyendo los factores de excentricidad correspondientes a la flexión; se obtiene la armadura necesaria cuando resulta importante, obteniéndose la capacidad resistente de la viga.

	M. actuante	M. resistente
Viga interior	6700.3 kN. m	8444.4 kN. m
Viga exterior	6613.8 kN. m	8532.7 kN. m

El agotamiento por esfuerzos cortantes, a partir de las envolventes generadas para el Estado Límite de Resistencia según el reglamento AASHTO LRFD, incluyendo los factores de excentricidad correspondientes al cortante. Se obtiene la armadura necesaria en las vigas.

El estado límite de fatiga se comprobó que el incremento de tensiones en las armaduras producido por el camión de diseño con los ejes traseros distanciados 9.0m, afectado por un coeficiente de impacto dinámico de 1,15, resulta inferior al valor límite de 70 N/mm² para la armadura activa.

4.6.4 Cálculo del comportamiento transversal

Modelo de cálculo

El análisis del comportamiento transversal del tablero se realiza sobre un modelo matricial de barras; se opta, como es habitual, por el modelo realista más sencillo posible, facilitando el tratamiento numérico de resultados.

Las barras son de sección constante, adoptando la geometría teórica correspondiente en los extremos. Las características mecánicas de las secciones se corresponden con las secciones brutas.

Para las condiciones de apoyo se sitúan las coacciones verticales en su ubicación prevista en el diseño del puente, considerando empotrados los giros a torsión y liberados los de flexión.

Para el cálculo de las envolventes en los diferentes estados límites de resistencia y de servicio, los resultados de los esfuerzos de la sobrecarga (camión de diseño y tandem de diseño) son divididos de acuerdo al ancho de franja equivalentes estipulados en el AASHTO LRFD, obteniéndose:

- Para momento negativo un ancho de franja de 1.79 m.
- Para momento positivo un ancho de franja de 1.91 m.

4.7 Análisis de la subestructura

4.7.1 Cálculo de acciones sobre la subestructura

El cálculo de las acciones sobre la subestructura se realiza a partir del reparto de los esfuerzos horizontales en función de las rigideces de estribos, pilas y aparatos de apoyo. Asimismo, se analizan las fuerzas correspondientes en la subestructura debidas a las deformaciones impuestas en el tablero por deformaciones térmicas y reológicas (retracción y fluencia).

Las acciones verticales resultan de las envolventes de cargas del modelo longitudinal. Como resumen, se incluyen aquí las acciones y movimientos impuestos más representativos del comportamiento general.

Tabla 4

Reacción en apoyo de estribos y en pilares

	Permanentes	Sobrecarga	Frenado
Reacción en apoyo de estribos	4170.04 kN	1932.55 kN	64.96 kN
	Permanentes	Sobrecarga	Frenado
Reacción en. Pilares	7856.4 kN	2093.5kN	61.27 kN

Nota 1: Acciones sobre el conjunto de aparatos de apoyo y, en el pilar incluye el peso de la viga cabezal y fustes, sin mayorar.

Nota 2: Fuerzas verticales de eje longitudinal se obtienen de la envolvente de reacciones del modelo longitudinal.

4.7.2 Cálculo de apoyos y juntas

Se determinan las características de las juntas y aparatos de apoyo a partir de los movimientos y cargas determinados en el reparto de cargas a la subestructura, tal como se ha descrito en el apartado anterior.

Tabla 5*Resumen de los resultados*

	Dimensiones	δ_{MAX}	θ_{MAX}	σ_{med} (N/mm ²)
Apoyo en estribos y Pilas	450x350x168(144)mm	140 mm	2.14 mrad	4.75 (v.ext) 5.39 (v.int)
Juntas en estribos	Tipo Maurer DS320	+140 mm -153 mm	-	-

Nota: El movimiento máximo en las juntas en estribos incluye la extensión más la compresión máxima.

4.8 Cálculo de pilas

El dimensionamiento de las pilas se efectúa a partir de los esfuerzos correspondientes a las acciones y movimientos impuestos determinadas en el reparto de cargas a la subestructura. Se consideran los efectos de esbeltez según AASHTO, mediante un análisis simplificado de la longitud de pandeo, cuando la esbeltez de la pila es mayor de 22; pero menor que 100. La determinación de la longitud de pandeo se determina resolviendo la ecuación intrínseca de inestabilidad de Euler, obteniendo una esbeltez de 26.73, 26.77 y 26.73 en las pilas 1, 2 y 3 respectivamente. Las fuerzas mayoradas en la base de cada fuste, teniendo en cuenta la excentricidad adicional de segundo orden, se indican a continuación:

Tabla 6*Esfuerzos por fuste*

	Envolvente máx. N		Envolvente máx. M	
	N_d	M_d	N_d	M_d
Esfuerzos por fuste	5054·kN	136.55kN·m	4021·kN	2734·kN·m

La cimentación es directa, mediante zapata. El dimensionamiento en la dirección transversal (pilar en voladizo y zapata rígida) se realiza para la tensión última del terreno igual a 1176.8 kN/m^2 ; en la dirección transversal las dimensiones corresponden a las condiciones de capacidad última del pilar, cuya tensión máxima transmitida al terreno es de 356.2 kN/m^2 y una tensión media de 237.5 kN/m^2 .

4.9 Cálculo de estribos

Los estribos son calculados para soportar los empujes de tierras y sobrecarga en trasdós, así como las fuerzas verticales y horizontales provenientes del tablero.

Se consideran los coeficientes de empuje activo indicados en el apartado de acciones. Se calculan como ménsulas empotradas en la cimentación. Se considera que las cargas se reparten uniformemente en todo el ancho del estribo. Se comprueban las tensiones en el terreno y la estabilidad (excentricidad máxima y deslizamiento) para los diferentes estados límites.

La tensión media por resistencia transmita al terreno en el estribo E-1 es de 335 kN/m^2 , inferior a la tensión máxima 550 kN/m^2 ; la tensión máxima en punta es de 417 kN/m^2 , inferior al 125% de la tensión última permisible. Por Evento extremo, la presión media transmitida es de 469 kN/m^2 y en punta es de 626 kN/m^2 .

La tensión media por resistencia transmita al terreno en el estribo E-2 es de 316 kN/m^2 , inferior a la tensión máxima 550 kN/m^2 ; la tensión máxima en punta es de 391 kN/m^2 , inferior al 125% de la tensión última permisible. Por Evento extremo, la presión media transmitida es de 426 kN/m^2 y en punta es de 568 kN/m^2 .

V. Discusión de resultados

El viaducto salva la intersección de la Vía Parque Rímac con la Avenida Universitaria. Se trata de una estructura de 107.2 m de longitud, a los que hay que añadir las correspondientes rampas de acceso. Tiene un desviamiento de 10° con respecto al eje normal a la vía. La longitud total del puente se distribuye en cuatro vanos isostáticos (26.60 m+27.0 m+27.0 m+26.60 m), compatible con la configuración de los ramales y geometría de la intersección a nivel que permite la transferencia del tráfico entre las vías conectadas, permitiendo todos los movimientos. La estructura dejará un gálibo mínimo de 5.50 m.

El ancho total de la estructura es de 19.4 m, suficiente para las dos calzadas en un único tablero. Se busca así el mínimo ancho de ocupación en la Avenida Morales Duárez. Cuenta con barreras exteriores de contención de vehículos pesados anclados a la estructura en 0.40 m de ancho cada una, con perfil tipo New Jersey; bermas exteriores de 1,20 m; dos carriles de 3,60 m de anchura por cada calzada; bermas interiores de 0.60 m; y una barrera rígida separadora con doble perfil New Jersey, anclado al tablero, para el que se reserva 0.60 m.

El tablero se resuelve con vigas de concreto postensado de sección doble T de 1,35 m de altura, unidas a una losa de compresión de concreto armado de 0,25 m de espesor que constituye la superficie de apoyo de la calzada. La altura total de la estructura resulta así aproximadamente de 1,60 m.

El postensado se resuelve con 2 familias de 12 @ 0,6" más una tercera de 6 @ 0,6", por viga, resultando una cuantía media de 15.24 kg/m² respecto a la superficie del tablero.

Los pilares previstos son pórticos de cuatro fustes rectos de 1.0 m de diámetro, separados 5m y unidos en su parte superior mediante una viga cabezal de 2.0 m de ancho por 1.20 m de canto, que permiten el apoyo de las vigas mediante el empleo de neoprenos zunchados. Esta solución, además de permitir una fácil y rápida ejecución, con mínima interferencia al tráfico, favorece la máxima visibilidad en la intersección para los usuarios del tráfico reduciendo el nivel de accidentes, al tiempo que busca la máxima diafanidad del entorno urbano. La cimentación será directa, mediante zapatas de 5.50 m de ancho por 18.0 m de largo y 1.40 m de canto.

Los estribos son tipo voladizo de 8.92 m de altura el estribo 1 y 8.40 m el estribo 2. La cimentación es directa mediante zapatas de 7.80 m x 20.30 m el estribo 1 y 7.50 m x 20.30 m el estribo 2.

Las rampas de acceso del viaducto se resuelven con muros de tierra armada. Se disponen neoprenos zunchados como aparatos de apoyo en estribos y pilas, y juntas modulares tipo Maurer o similar en ambos estribos, que permite desplazamientos transversales y longitudinales.

VI. Conclusiones

El viaducto salva la intersección de la Vía Parque Rímac con la Avenida Universitaria. Se trata de una estructura de 107.2 m de longitud, a los que hay que añadir las correspondientes rampas de acceso. Tiene un desviamiento de 10o con respecto al eje normal a la vía. La longitud total del puente se distribuye en cuatro vanos isostáticos (26.60 m+27.0 m+27.0 m+26.60 m), compatible con la configuración de los ramales y geometría de la intersección a nivel que permite la transferencia del tráfico entre las vías conectadas, permitiendo todos los movimientos. La estructura dejará un gálibo mínimo de 5.50 m.

El ancho total de la estructura es de 19.4 m, suficiente para las dos calzadas en un único tablero. Se busca así el mínimo ancho de ocupación en la Avenida Morales Duárez. Cuenta con barreras exteriores de contención de vehículos pesados anclados a la estructura en 0.40 m de ancho cada una, con perfil tipo New Jersey; bermas exteriores de 1.20 m; dos carriles de 3.60 m de anchura por cada calzada; bermas interiores de 0.60 m; y una barrera rígida separadora con doble perfil New Jersey, anclado al tablero, para el que se reserva 0.60 m.

El tablero se resuelve con vigas de concreto postensado de sección doble T de 1.35 m de altura, unidas a una losa de compresión de concreto armado de 0.25 m de espesor que constituye la superficie de apoyo de la calzada. La altura total de la estructura resulta así aproximadamente de 1.60 m.

El postensado se resuelve con 2 familias de 12 \emptyset 0.6" más una tercera de 6 \emptyset 0.6", por viga, resultando una cuantía media de 15.24 kg/m² respecto a la superficie del tablero.

Los pilares previstos son pórticos de cuatro fustes rectos de 1.0 m de diámetro, separados 5 m y unidos en su parte superior mediante una viga cabezal de 2.0 m de ancho por 1.20 m de canto, que permiten el apoyo de las vigas mediante el empleo de neoprenos zunchados.

Los estribos son tipo voladizo de 8.92 m de altura el estribo 1 y 8.40 m el estribo 2. La cimentación es directa mediante zapatas de 7.80 m x 20.30 m el estribo 1 y 7.50 m x 20.30 m el estribo 2. Las rampas de acceso del viaducto se resuelven con muros de tierra armada.

Se disponen neoprenos zunchados como aparatos de apoyo en estribos y pilas, y juntas modulares tipo Maurer o similar en ambos estribos, que permite desplazamientos transversales y longitudinales.

VII. Recomendaciones

Se recomienda el uso de neoprenos zunchados, debido a que éstos, además de permitir una fácil y rápida ejecución, con mínima interferencia al tráfico, favorece la máxima visibilidad en la intersección para los usuarios del tráfico reduciendo el nivel de accidentes, al tiempo que busca la máxima diafanidad del entorno urbano. La cimentación será directa, mediante zapatas de 5.50 m de ancho por 18.0 m de largo y 1.40 m de canto.

Para la caracterización de los materiales, además de las necesidades resistentes, se recomienda una especial consideración al efecto de durabilidad.

Se debe tomar en cuenta, para el efecto sísmico en los estribos, la verificación de estabilidad y resistencia.

VIII. Referencias

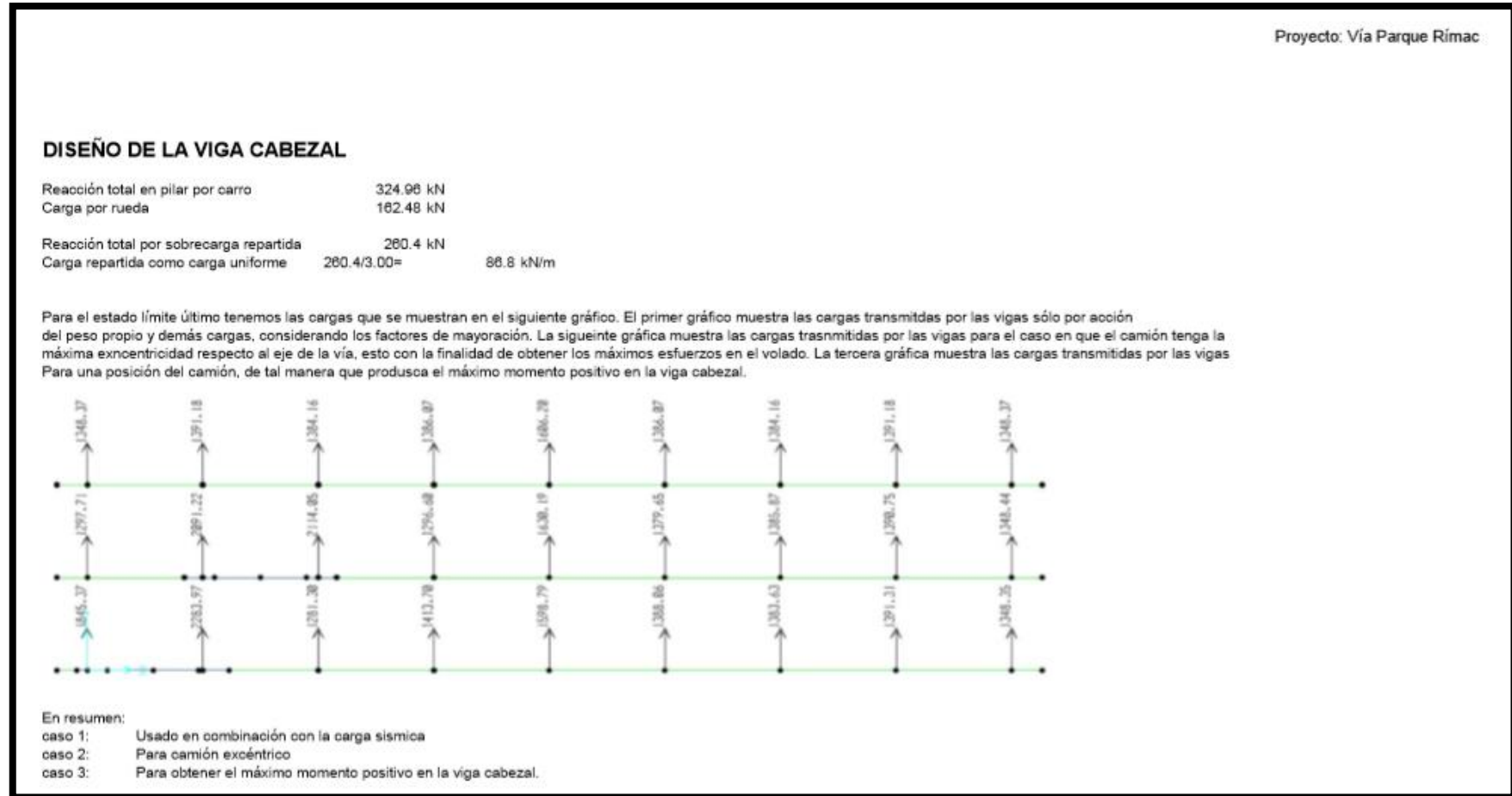
- Benavides, H. (2012). *Metodología de construcción del viaducto elevado cruce Javier Prado- proyecto tren eléctrico tramo Villa El Salvador- Av. Grau* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Cruz, O. (2013). *Proceso constructivo de la primera fase (Toreo - Lomas Verdes) del Viaducto Bicentenario del Estado de México* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Equiposdepavimentos.blogspot.com. (2019). *EQUIPOS DE PAVIMENTOS*. [online]. <https://equiposdepavimentos.blogspot.com/2013/>
- Es.wikipedia.org. (2018). *Viaducto*. [online]. <https://es.wikipedia.org/wiki/Viaducto>
- Jáuregui, L. (2014). *Proceso constructivo del viaducto de viga cajón postensada de sección variable de tres luces en el cruce Av. Santa Rosa* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Llanos, C. (2014). *Construcción del viaducto del proyecto: Mejoramiento del servicio de transitabilidad peatonal y vehicular de los Baños del Inca a Urb. Hurtado Miller, distrito de los Baños del Inca Cajamarca – Cajamarca* [Proyecto profesional, Universidad Nacional de Cajamarca].
- Olmos, J. (2015). *Estudio de la respuesta dinámica transversal de viaductos altos de líneas de ferrocarril de alta velocidad bajo la acción de las cargas de uso* [Tesis de Postgrado, Universidad Politécnica de Madrid].
- Reyes, J. (2010). *Estudio del Comportamiento Dinámico del Viaducto Sobre Rego Das Lamas, Galicia, para Trenes de Alta Velocidad (IAPF-07)* [Tesis de Pregrado, Universidad Austral de Chile].

IX. Anexos

Anexo A Diseño de la viga cabezal

Figura 27

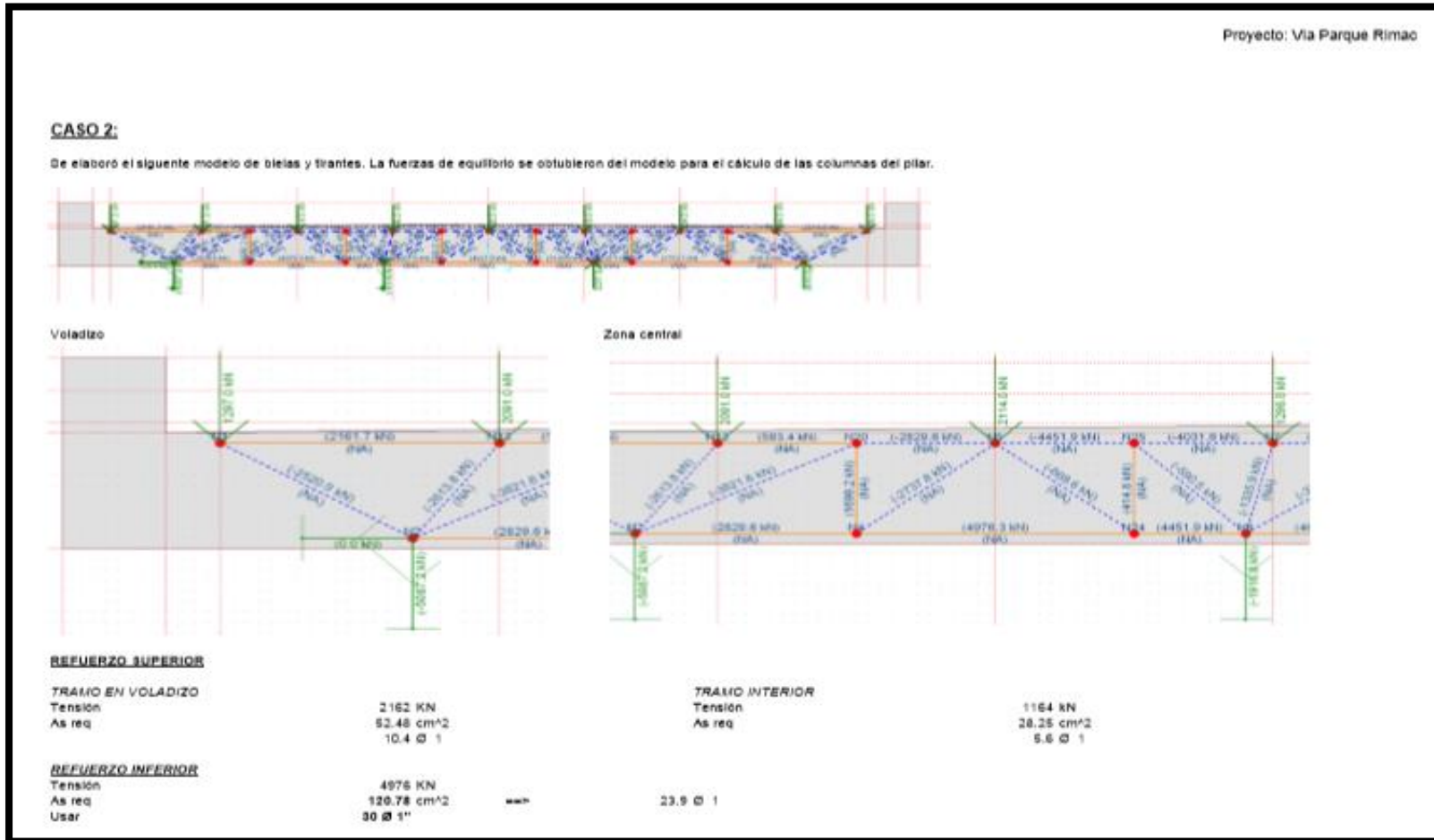
Diseño de la viga cabezal – parte 1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 27

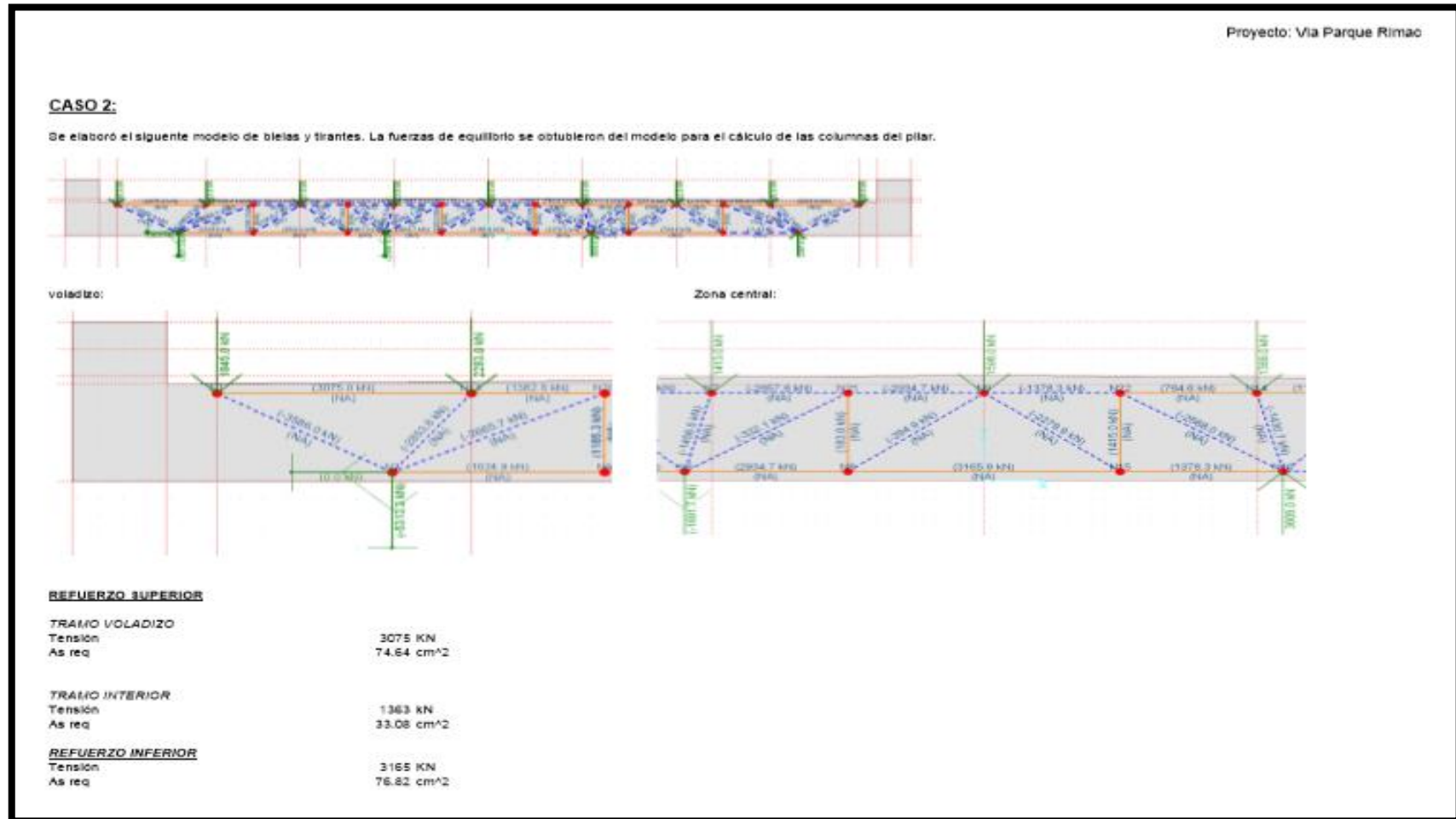
Diseño de la viga cabezal – parte 2



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 27

Diseño de la viga cabezal – parte 3



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 27

Diseño de la viga cabezal – parte 5

Proyecto: Vía Parque Rimac

Verificación del Tope Sísmico a Corte Fricción (5.8.4 AASHTO 2010)

$$c_f := .28 \text{ ksi} \quad \mu_f := 1 \quad A_{cv} := 2.0m \cdot 0.80m = 1.6m^2 \quad f_y := 412 \text{ MPa}$$

$$A_{vf} := 20 \cdot A(10a) = 14 \cdot A\left(\frac{2}{4} \text{ in}\right) = 141.245 \text{ cm}^2$$

$$P_c := 0 \text{ kN} \quad K_1 := 0.3 \quad K_2 := 1.8 \text{ ksi}$$

$$V_{Rd} := c_f \cdot A_{cv} + \mu_f (A_{vf} \cdot f_y) = 8908.133 \text{ kN}$$

$$K_1 \cdot f_c \cdot A_{cv} = 10080 \text{ kN}$$

$$K_2 \cdot A_{cv} = 19856.901 \text{ kN}$$

Resistencia de la sección $V_n = \phi \cdot V_{Rd} = 8017.2 \text{ kN}$

Fuerza Sísmica aplicada: $F = 2 \cdot V_u$
 $F = 7703.2 \text{ kN}$

$F < V_n$ Ok, la sección sí resiste.

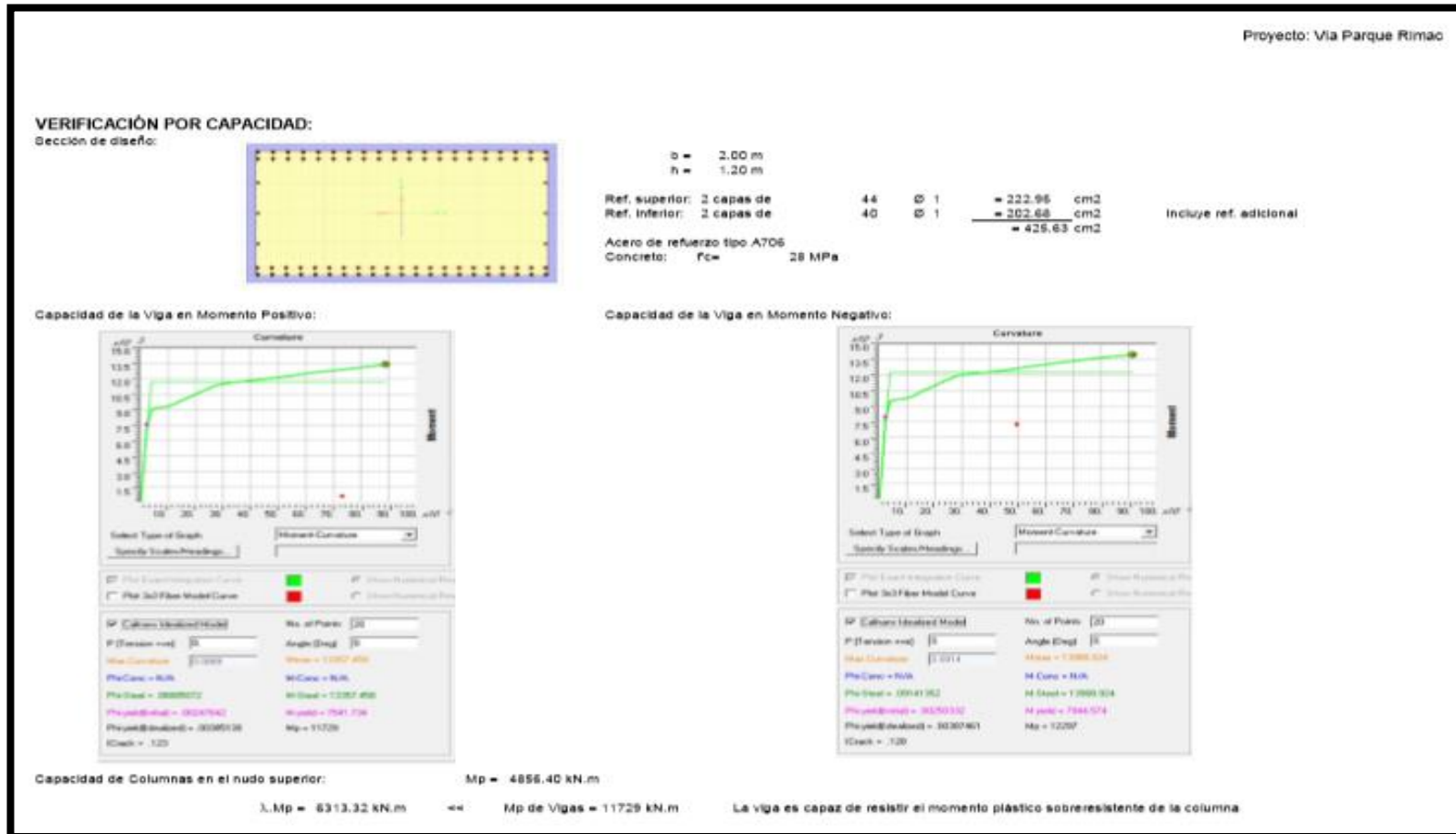
Cruce sobre la Av. Universitaria - Viaducto 01

66

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 27

Diseño de la viga cabezal – parte 6



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 27

Diseño de la viga cabezal – parte 7

Proyecto: Via Parque Rimac

DISEÑO DE NUDOS EN VIGA CABEZAL NO INTEGRAL

$D_c \leq d \leq 1.25 D_c$
 Donde: $d = 1.20 \text{ m}$
 $D_c = 1.00 \text{ m}$

$1 \leq 1.2 \leq 1.25$ OK! No requiere análisis de bielas y trantes

Verificación de cantidad de refuerzo dentro del nudo viga-columna (8.13.5.1.2-1):

Refuerzo de columna que ancla en el nudo: $24 \text{ } \varnothing 1 \frac{3}{8} = 229.92 \text{ cm}^2$
 $A_{st} = 229.92 \text{ cm}^2$
 $A_s^{nc} = 0.135 A_{st}$
 $A_s^{nc} = 31.04 \text{ cm}^2$

Estribos: $A_s^{nc} / (8\varnothing 1/2) = 4.1$ filas dentro del nudo

Verificación de cantidad de refuerzo fuera del nudo del nudo (8.13.5.1.1-1):

$A_s^{nc} = 0.175 A_{st}$
 $A_s^{nc} = 40.24 \text{ cm}^2$
 Estribos: $A_s^{nc} / (8\varnothing 1/2) = 4$ en longitud D_c a cada lado del nudo

Refuerzo longitudinal adicional en la viga cabezal (8.13.5.1.3-1):

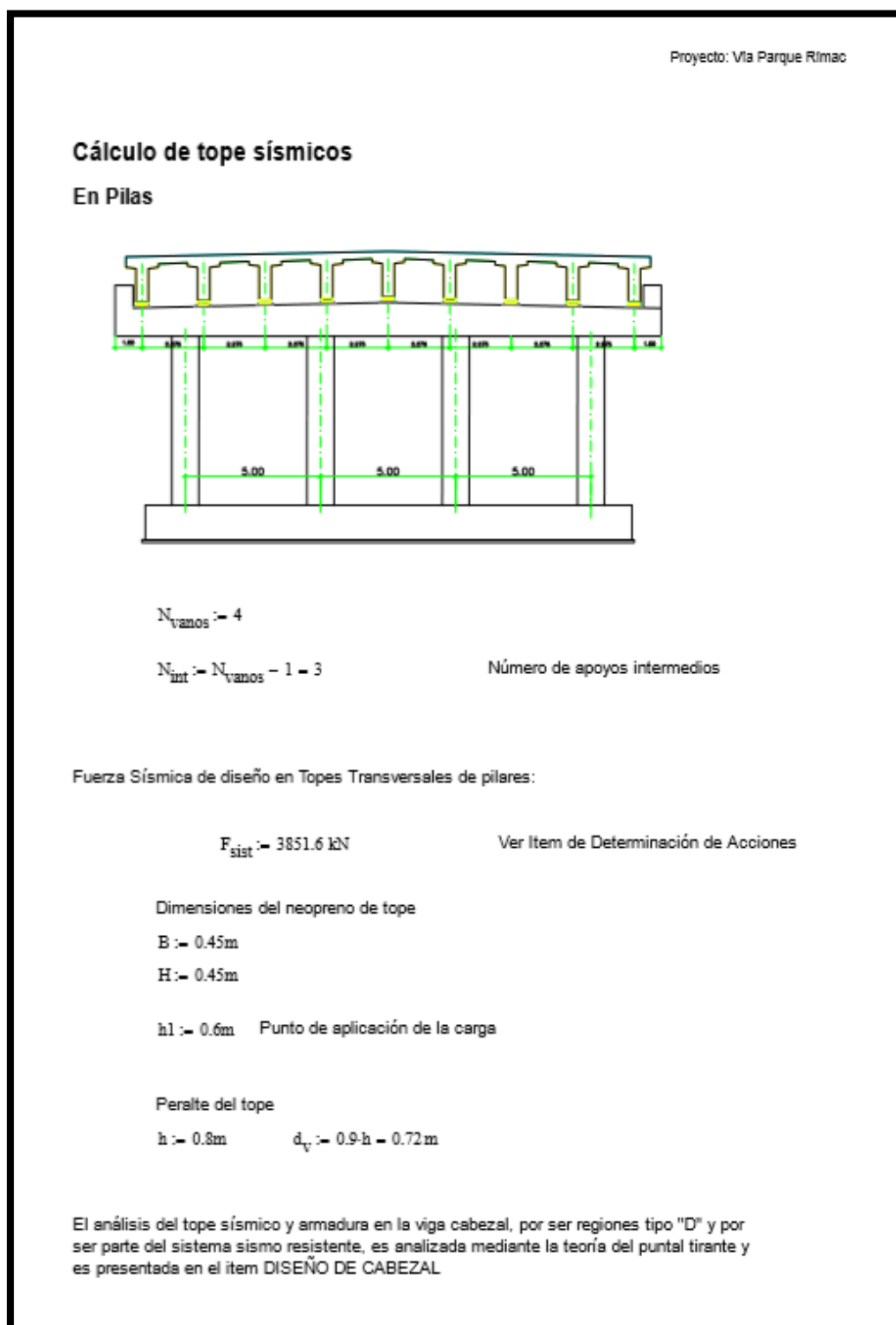
$A_s^f = 0.245 A_{st}$
 $A_s^f = 56.33 \text{ cm}^2$
 $\Rightarrow 11.20 \text{ } \varnothing 1$ que se repartirán en la parte superior e inferior y en una longitud $D_c/2 + L_d$ a cada lado.

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Anexo B Diseño de topes sísmicos

Figura 28

Diseño de topes sísmicos – parte 1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Diseño de topes sísmicos – parte 2

Proyecto: Vía Parque Rímac

En Estribos:
Topes transversales:

$F_{sisE} := 4595.5 \text{ kN}$ Fuerza Sísmica total sobre un Estribo.
Ver Item de determinación de Acciones

$F_{TopeTE} := \frac{F_{sisE}}{8} \cdot 2 = 1148.9 \text{ kN}$ Fuerza sobre cada Tope Sísmico.

Dimensiones del neopreno de tope:

$A_n := 400 \text{ mm}$ Ancho
 $B_n := 400 \text{ mm}$ Alto

$\sigma_{neop} := \frac{F_{TopeTE}}{A_n \cdot B_n} = 7.2 \text{ MPa}$

Espesor de la plancha base: $e_{pl} := 0 \text{ mm}$

Dimensiones del área cargada:

$b_1 := B_n + 2 \cdot e_{pl} = 400 \text{ mm}$ longitud donde actúa la carga
 $b_2 := A_n + 2 \cdot e_{pl} = 400 \text{ mm}$ ancho de carga (espesor de concreto o elemento)

Dimensiones del tope lateral:

$e_{muro} := 1.00 \text{ m}$ $h := 0.865 \text{ m}$ peralte del tope sísmico

Resistencia concreto: $f_c := 21 \text{ MPa}$

Recubrimiento: $r := 5 \text{ cm}$

$h_1 := 0.315 \text{ m} + \frac{B_n}{2} = 0.515 \text{ m}$ Punto de aplicación de la carga

$\alpha := \text{atan}\left(\frac{h-r}{h_1+r}\right) = 55.268 \text{ deg}$ ángulo de inclinación de la biela con la vertical

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Diseño de topes sísmicos – parte 3

Proyecto: Vía Parque Rímac

Fuerzas en Estado Límite Extremo 1: $\gamma_{EQ} := 1$

$V_u := \gamma_{EQ} \cdot F_{\text{TopeTE}} = 1148.875 \text{ kN}$

Comprobación del Nudo: $\phi_{st} := 0.7$

Resistencia de Nudos según características:

$P_{CCC} := 0.85 \cdot \phi_{st} \cdot f_c = 12.495 \text{ MPa}$

$P_{CCT} := 0.75 \cdot \phi_{st} \cdot f_c = 11.025 \text{ MPa}$

$P_{CTT} := 0.65 \cdot \phi_{st} \cdot f_c = 9.555 \text{ MPa}$

$\sigma := \frac{F_{\text{TopeTE}}}{b_1 \cdot b_2} = 7.18 \text{ MPa}$

$\sigma_{n_max} := P_{CCT} = 11.025 \text{ MPa}$ $\sigma \leq \sigma_{n_max} = 1$

Refuerzo Vertical:

$T_1 := \frac{F_{\text{TopeTE}}}{\tan(\alpha)} = 796.459 \text{ kN}$ $As1 := \frac{T_1}{0.9 \cdot 412 \text{ MPa}} = 21.479 \text{ cm}^2$

Diámetro de barra a usar: $\phi_1 := \frac{3}{4} \text{ in}$

$n_{\text{bar}} := \frac{As1}{A(\phi_1)} = 7.536$ **USAR 9 ϕ 3/4"**

Refuerzo Horizontal sobre el estribo:

$T_2 := F_{\text{TopeTE}}$

$As2 := \frac{T_2}{0.9 \cdot 412 \text{ MPa}} = 30.984 \text{ cm}^2$

Diámetro de barra a usar: $\phi_2 := 1 \text{ in}$

$n_{\text{bar}} := \frac{As2}{A(\phi_2)} = 6.115$ **USAR 6 ϕ 1"**

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Diseño de topes sísmicos – parte 4.

Comprobación en la biela:

$$F_1 := \frac{V_u}{\sin(\alpha)} = 1397.949 \text{ kN}$$

$$r_2 := 0 \text{ recubrimiento lateral}$$

Esfuerzo de compresión:

$$a_1 := b_1 \cdot \sin(\alpha) + 2r \cdot \cos(\alpha) = 0.386 \text{ m}$$

$$a_2 := b_2 + 2r_2 = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_1 := \frac{F_1}{a_1 \cdot a_2} = 9.061 \text{ MPa}$$

Se verifica la capacidad de la biela:

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_s := \frac{(F_{\text{TopeTE}} \div \tan(\alpha)) \div 2}{9 \cdot A(\phi_1) \cdot E_s} = 0.00078$$

De acuerdo con "Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications" 2007

$$\epsilon_1 := \epsilon_s + (\epsilon_s + .002) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} \right)^2 = 0.00211$$

$$\sigma_{c_max} := \phi_{st} \cdot \min \left(0.85 \cdot f_c, \frac{f_c}{0.8 + 170 \cdot \epsilon_1} \right) = 12.495 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{c_max} = 1$$

Cálculo de refuerzo horizontal en el tope sísmico:

Se asume efecto de botella con la tensión:

$$T_t := \frac{F_1}{2} = 698.974 \text{ kN}$$

$$A_{s_t} := \frac{T_t}{0.9 \cdot 412 \text{ MPa}} = 18.85 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barra a usar:

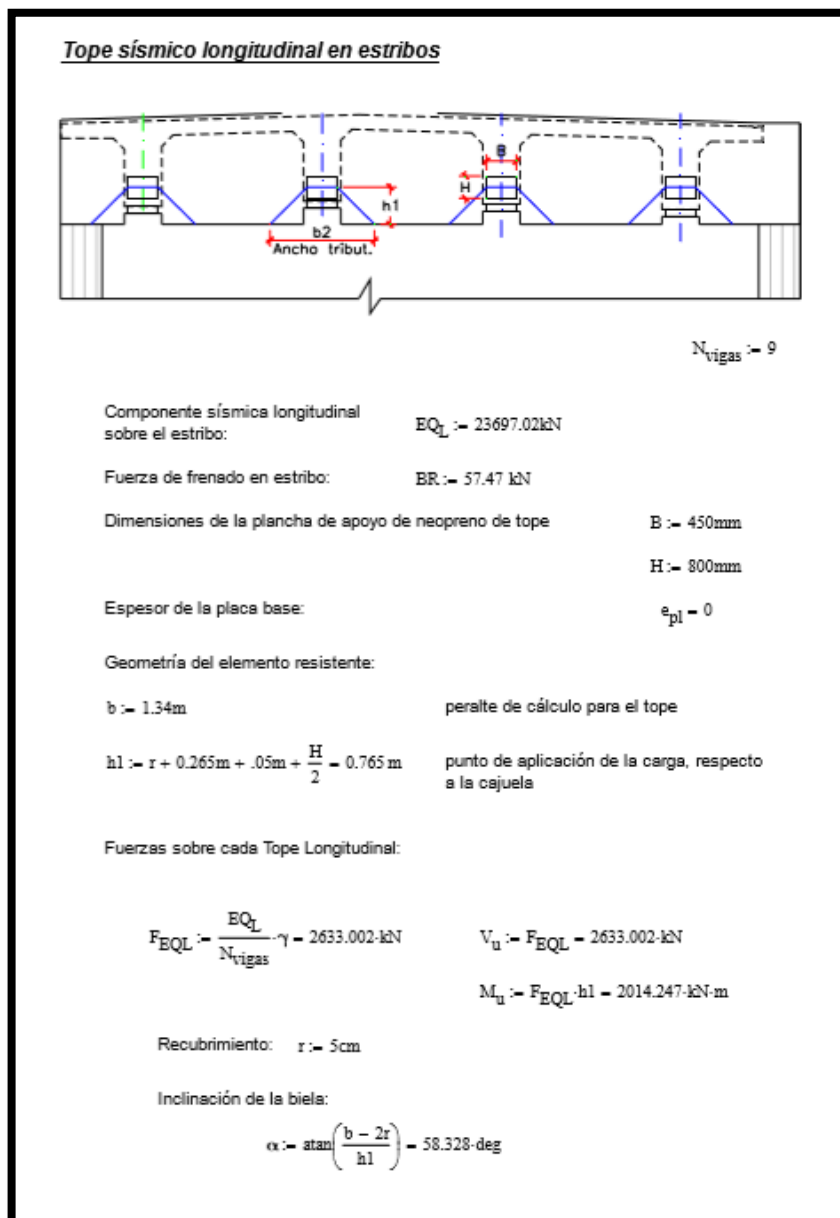
$$\phi_1 := \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$n_{\text{bar}} := \frac{A_{s_t}}{4 \cdot A(\phi_1)} = 3.72$$

USAR 5x2 [] ϕ 1/2"

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

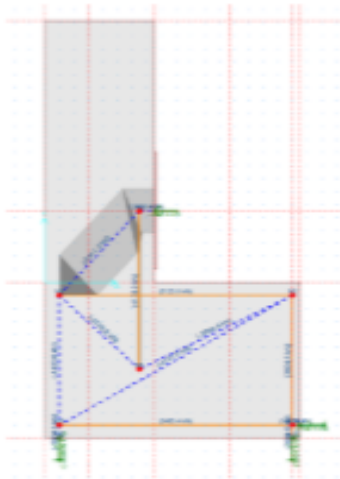
Diseño de topes sísmicos – parte 5.



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Diseño de topes sísmicos – parte 6.

Proyecto: Vía Parque Rímac



Dimensiones del nudo:

$$b_1 := H + 2e_{pl} = 0.8 \text{ m}$$

$$b_2 := B + 2e_{pl} = 0.45 \text{ m}$$

Fuerza en la biela de compresión:

$$C_1 := \frac{V_u}{\sin(\alpha)} = 3093.76 \text{ kN}$$

Refuerzo Vertical (Tirante 1):

$$T_1 := C_1 \cdot \cos(\alpha) = 1624.393 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{T_1}{0.9 \cdot 412 \text{ MPa}} = 43.808 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barra a usar:

$$\phi_1 := 1 \text{ in}$$

Esta armadura se distribuye en el ancho del tope más tres veces el recubrimiento, esto es considerando que la carga se difunde en una relación 3:2

Φ 1" A 15cm en 2 capas

Refuerzo Horizontal (tirante 2):

$$T_2 := C_1 \cdot \sin(\alpha) = 2633.002 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{T_2}{0.9 \cdot 412 \text{ MPa}} = 71.009 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barra a usar:

$$\phi_2 := 1 \text{ in}$$

$$n_{\text{bar}} := \frac{A_s}{A(\phi_2)} = 14.014$$

USAR 15 Φ 1" A .125

Comprobación del Nudo:

en la plancha base:

$$\phi_{st} := 0.7$$

$$\sigma := \frac{V_u}{b_1 \cdot b_2} = 7.314 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{n_max} := P_{CCT} = 11.025 \text{ MPa}$$

$$\sigma \leq \sigma_{n_max} = 1$$

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Diseño de topes sísmicos – parte 7

Proyecto: Vía Parque Rímac

Comprobación de la biela:

Fuerza en la biela de compresión: $F_1 = 1397.949 \text{ kN}$

$$a_1 := b_1 \cdot \sin(\alpha) + 2r \cdot \cos(\alpha) = 0.733 \text{ m}$$

$$a_2 := b_2 + 2r = 0.55 \text{ m}$$

$$\sigma_1 := \frac{C_1}{a_1 \cdot a_2} = 7.67 \text{ MPa}$$

Se verifica la capacidad de la biela comprimida:

$$\epsilon_s := \frac{(T_1) \div 2}{20 \cdot A(\phi_1) \cdot E_s} = 0.0004$$

De acuerdo con "Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications" 2007

$$\epsilon_1 := \epsilon_s + (\epsilon_s + .002) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} \right)^2 = 0.00131$$

$$\sigma_{c_max} := \phi_{st} \cdot \min \left(0.85 \cdot f_c, \frac{f_c}{0.8 + 170 \cdot \epsilon_1} \right) = 12.495 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{c_max} = 1$$

Cálculo de refuerzo horizontal en el tope sísmico:

Se asume efecto de botella: $T_t := F_1 \div 2 \cdot \cos(\alpha) = 367 \text{ kN}$

$$A_{s_t} := \frac{T_t}{412 \text{ MPa}} = 8.908 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barra a usar: $\phi_1 := \frac{1}{2} \text{ in}$

$$n_{bar} := \frac{A_{s_t}}{4A(\phi_1)} = 1.758$$

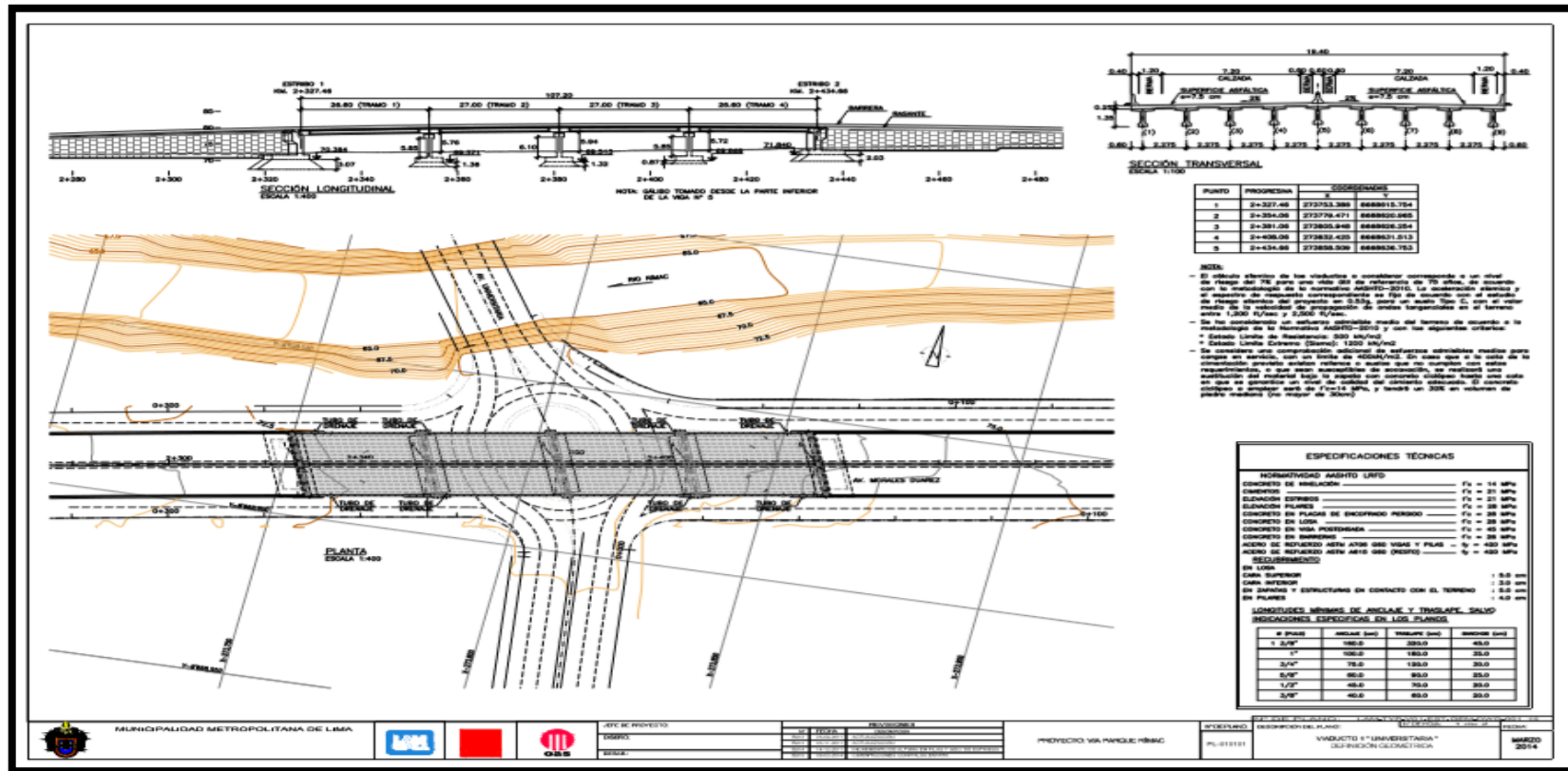
USAR 4 J ϕ 1/2" @ 0.15m

Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Anexo C Planos

Figura 29

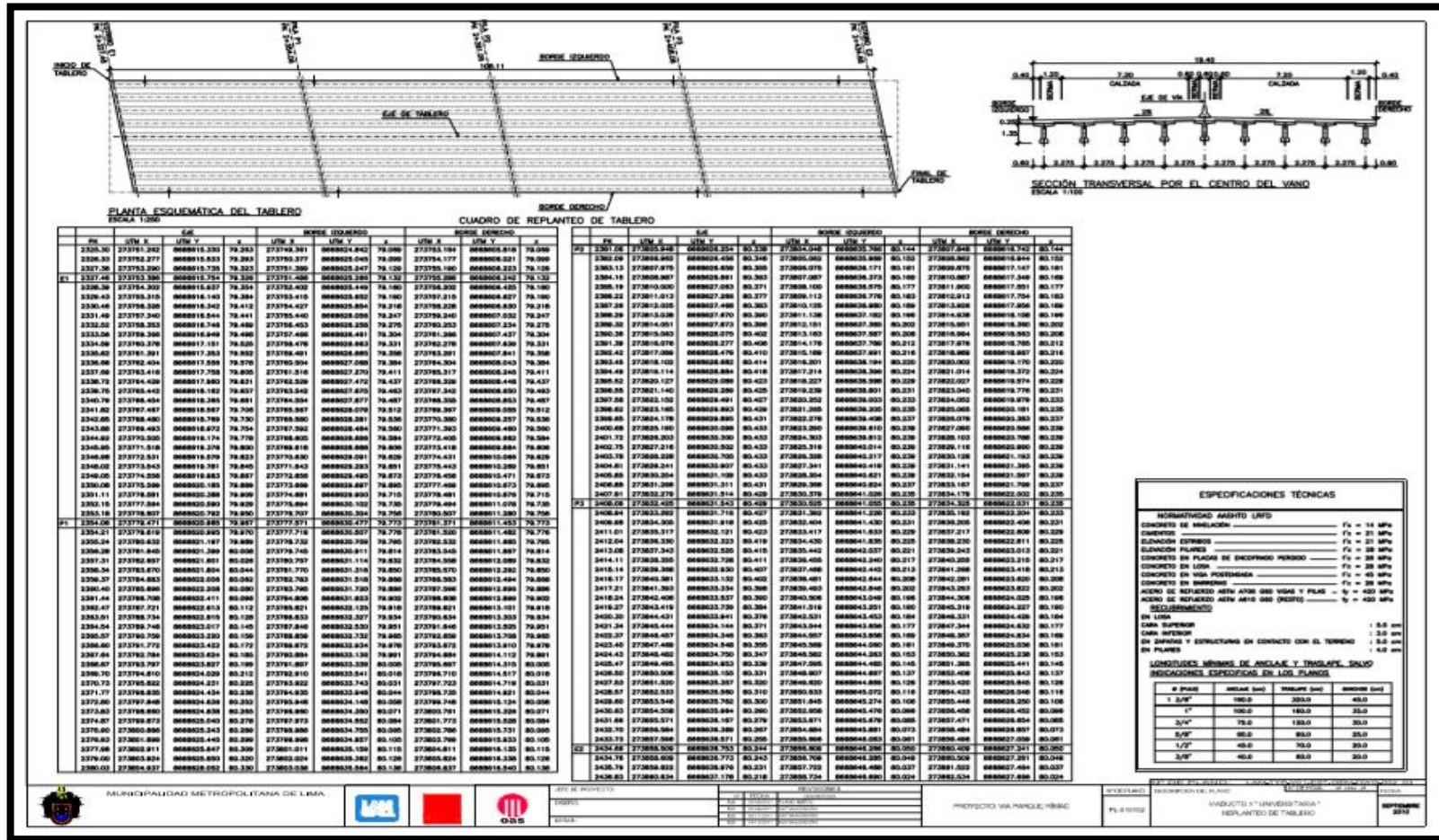
Plano de definición geométrica



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 30

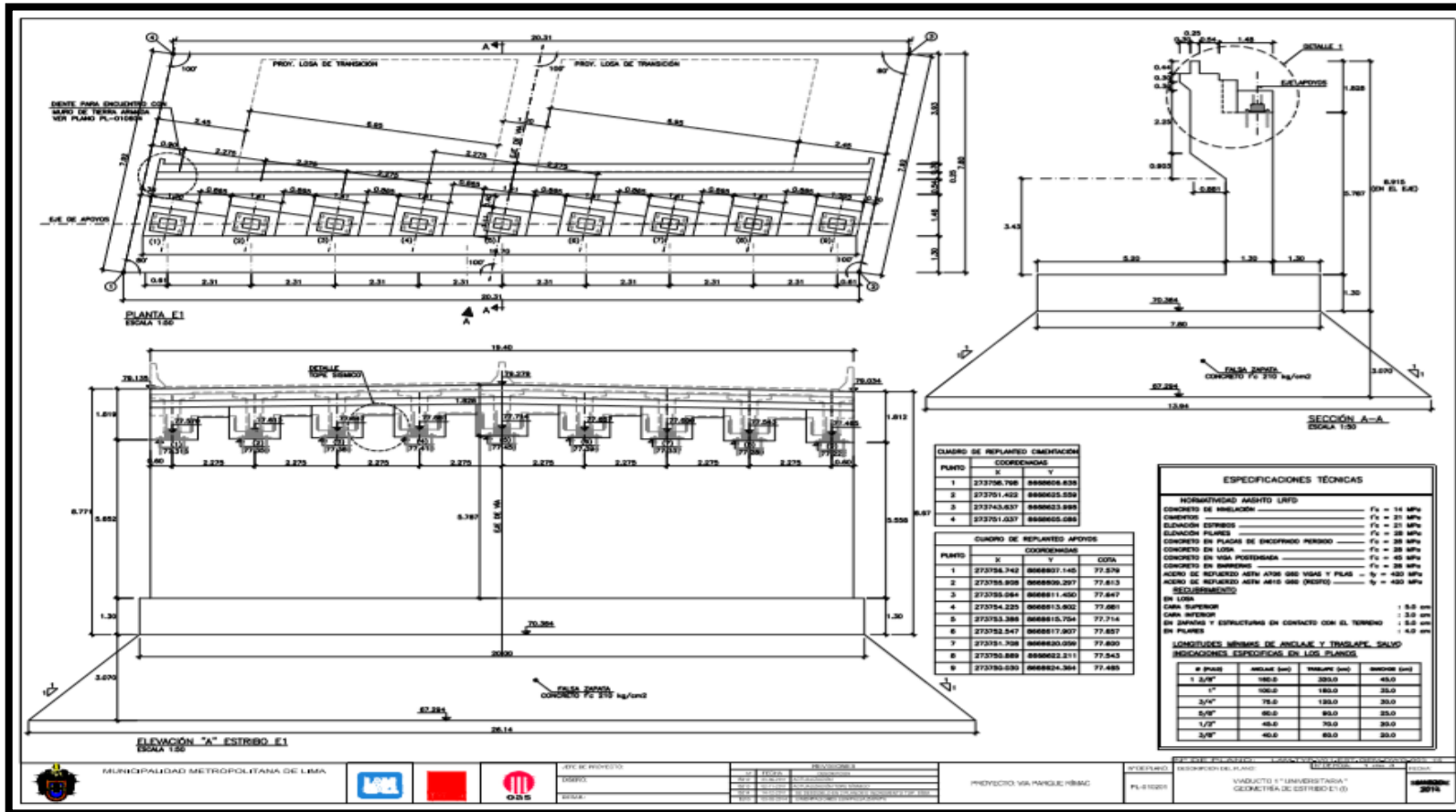
Plano de Replanteo del Tablero



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 31

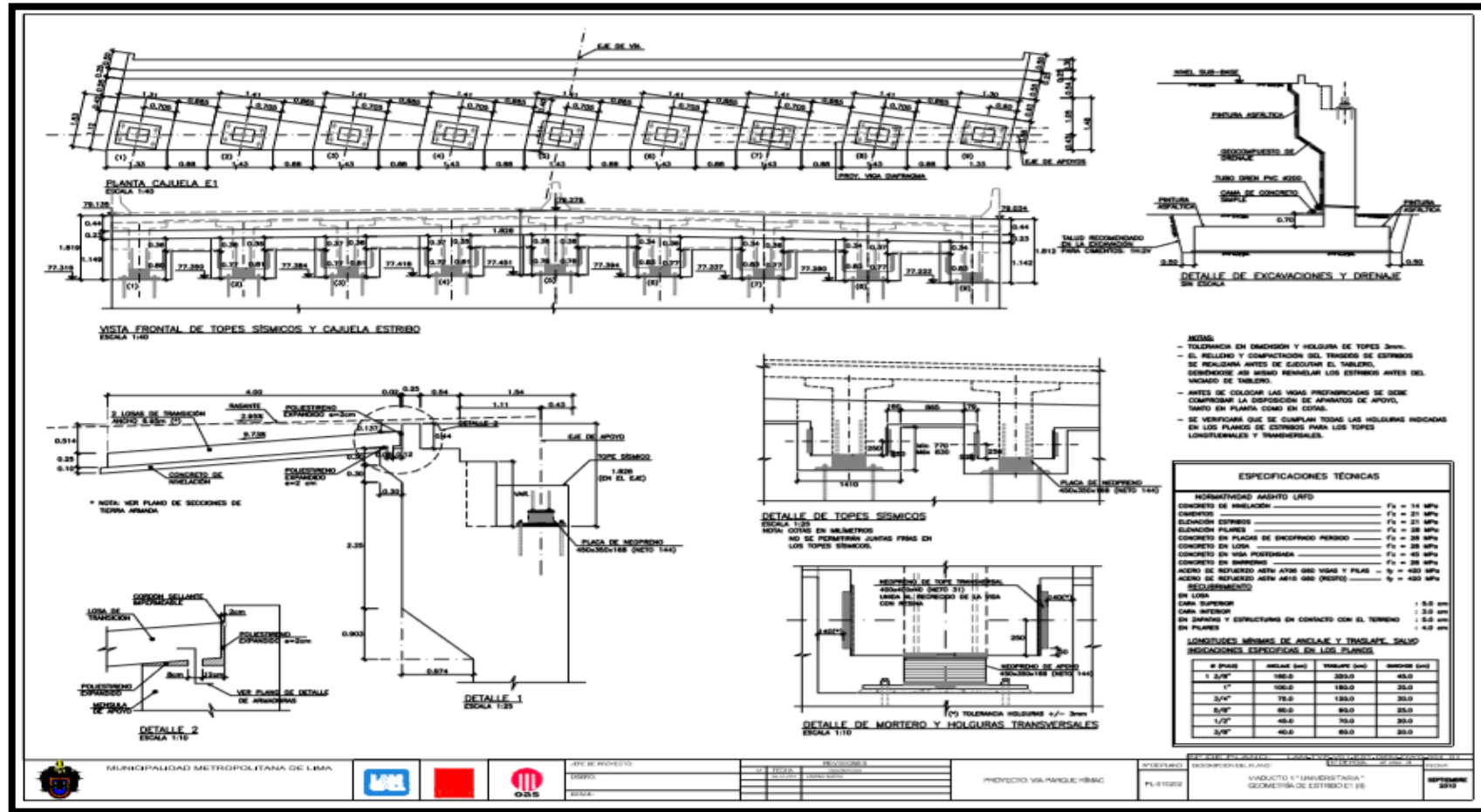
Plano N°1 de Geometría de Estribo E1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 32

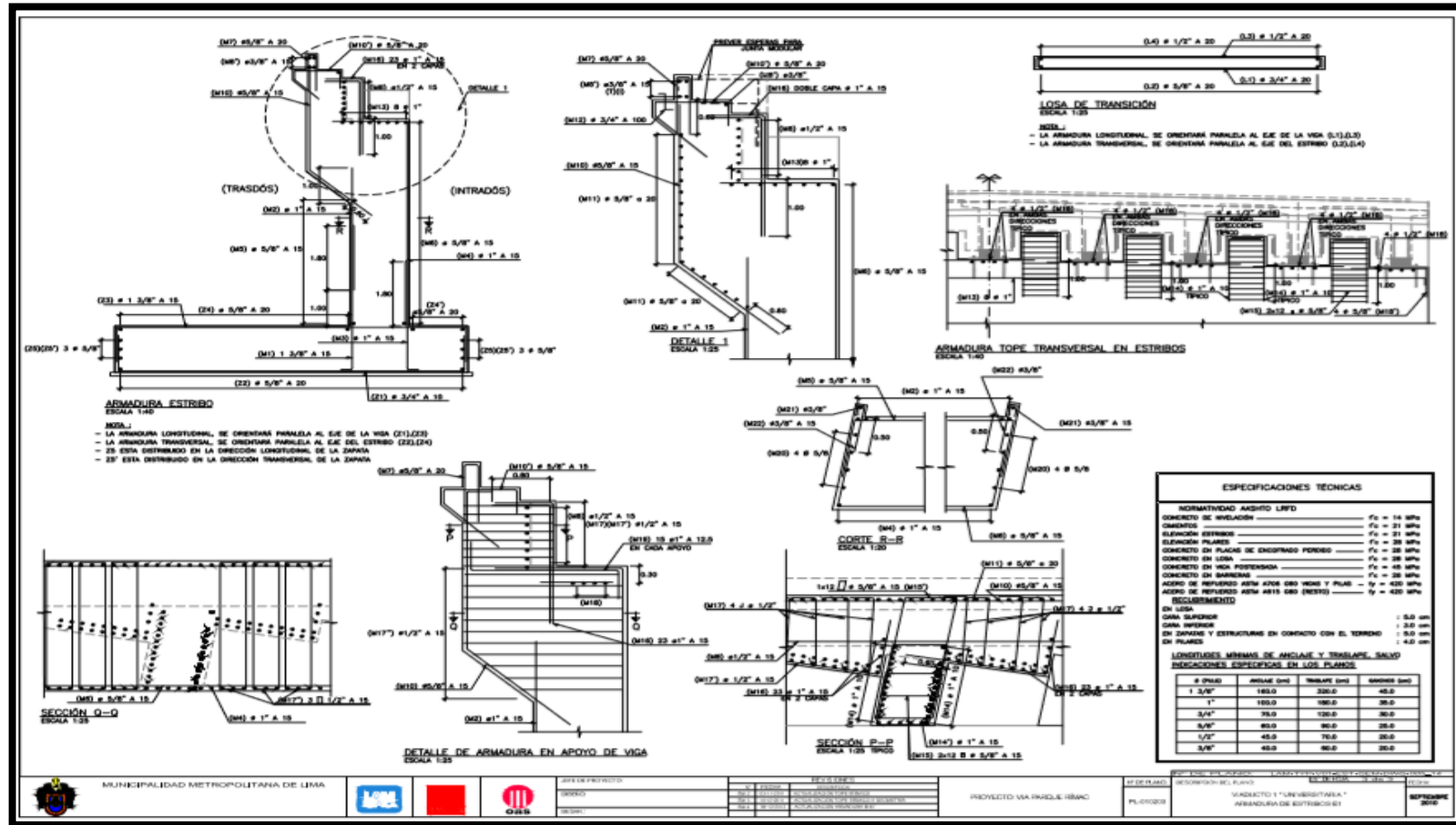
Plano N°2 de Geometría de Estribo E1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 33

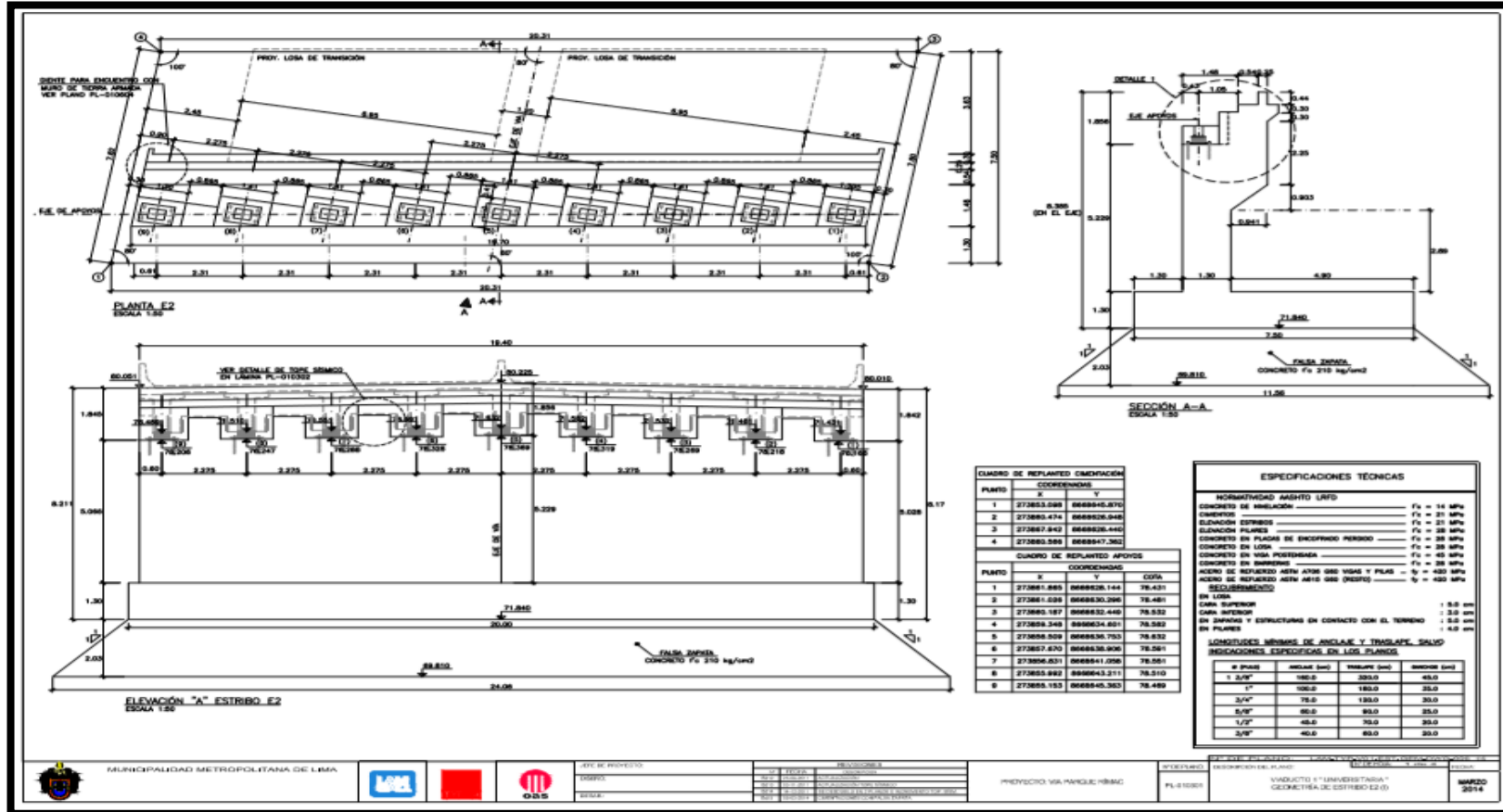
Plano de Armadura de Estribos E1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 34

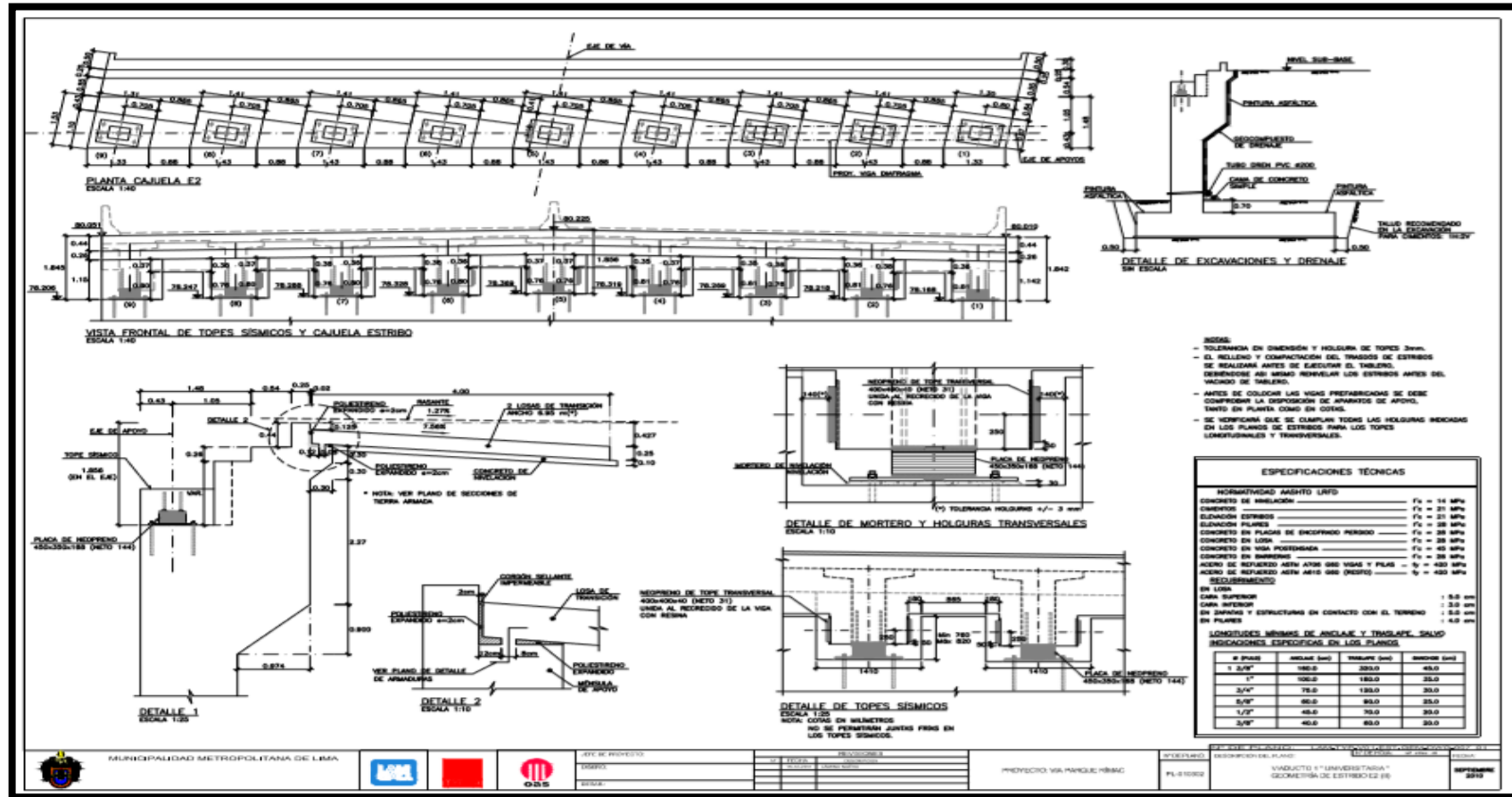
Plano N°1 de Geometría de Estribo E2



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 35

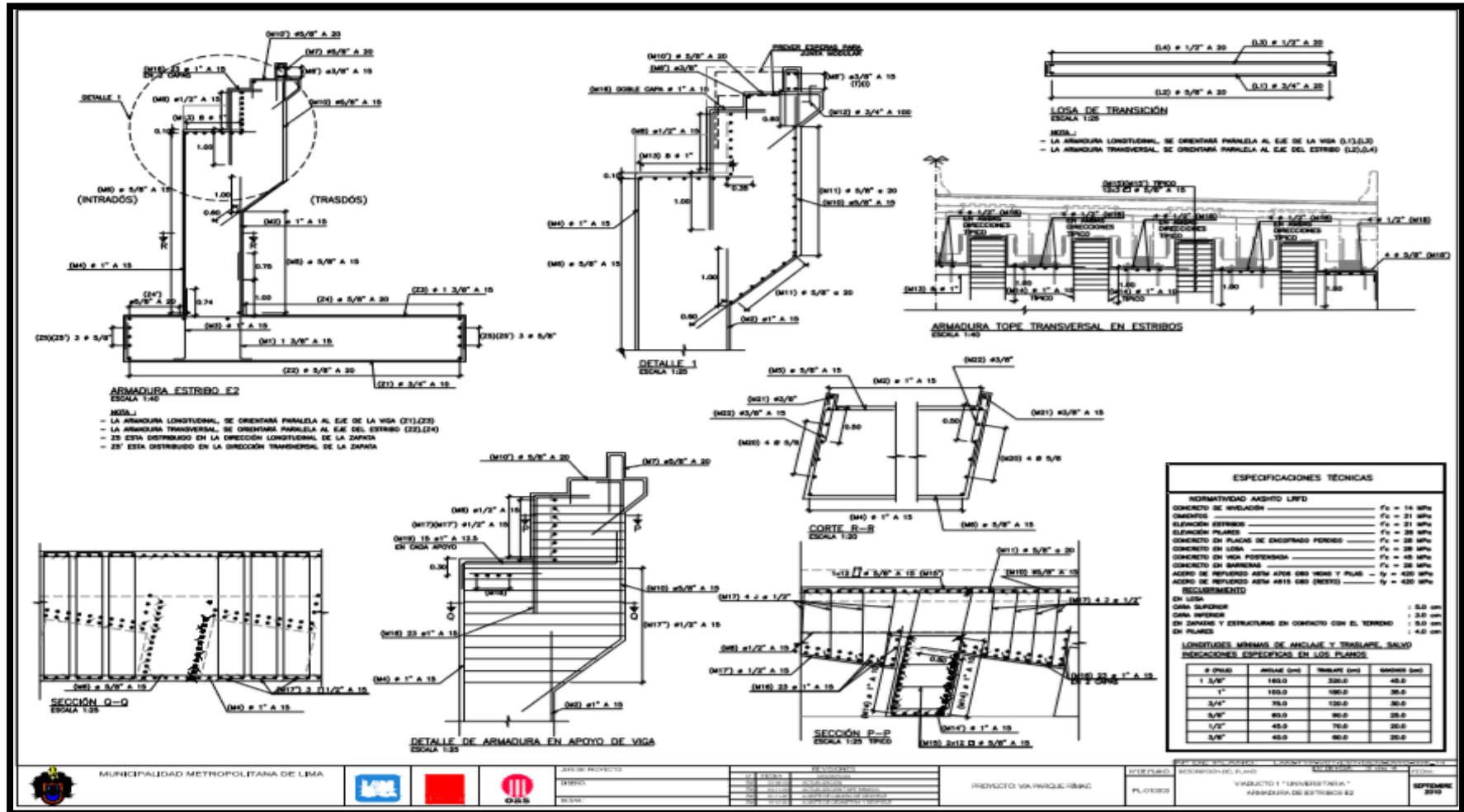
Plano N°2 de Geometría de Estribo E2



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 36

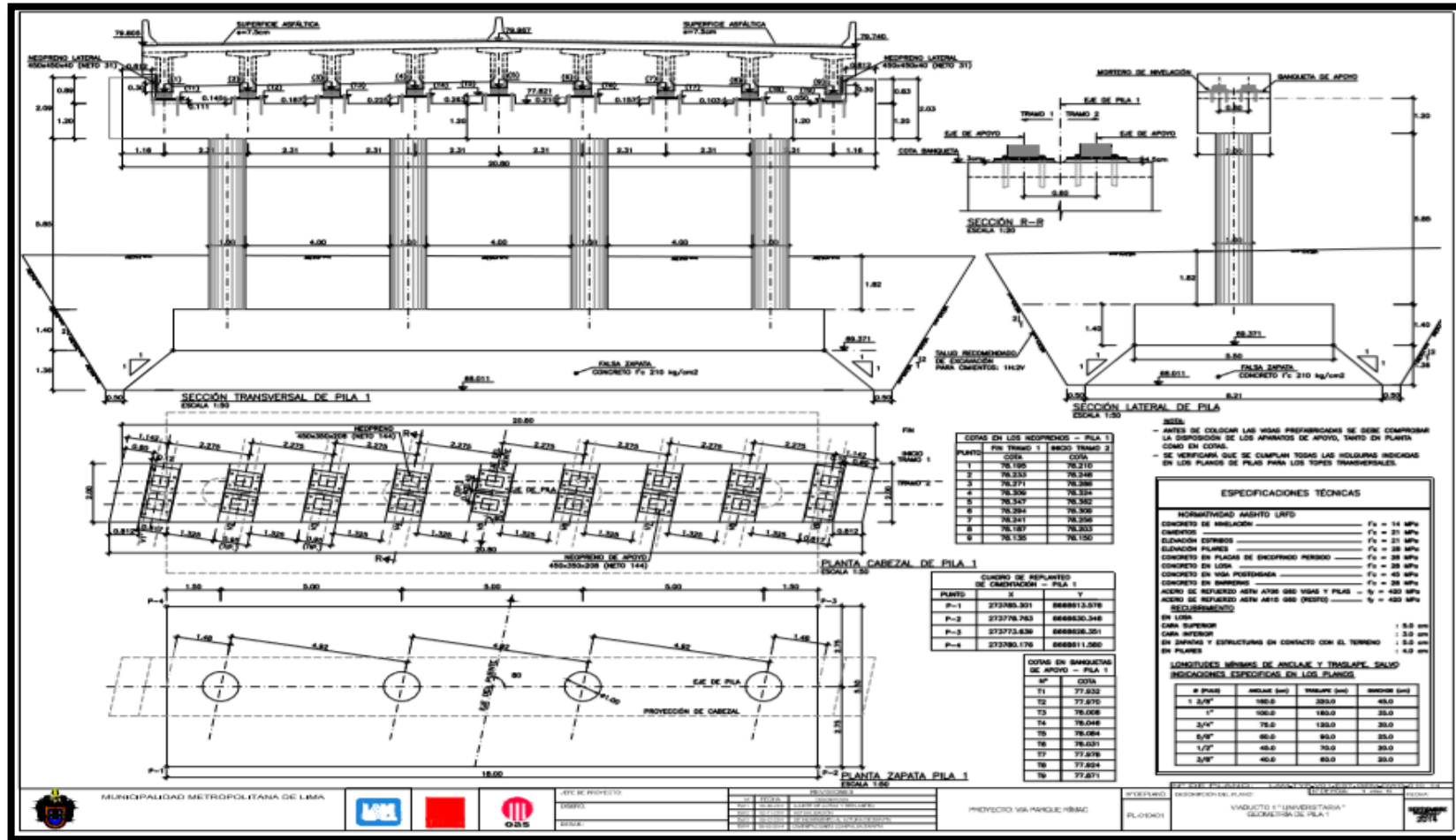
Plano de Armadura de Estribos E2



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 38

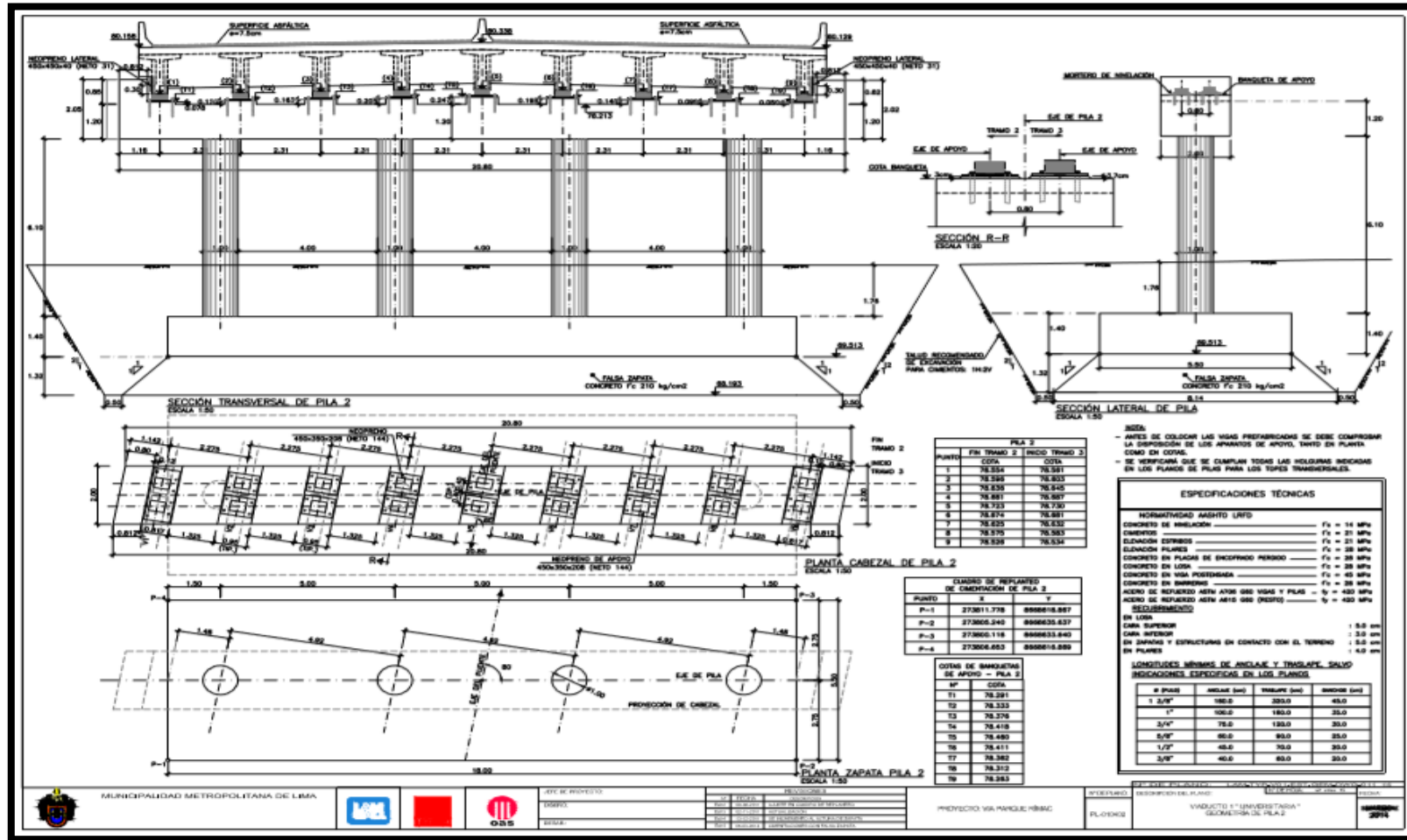
Plano de Geometría de Pila 1



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 39

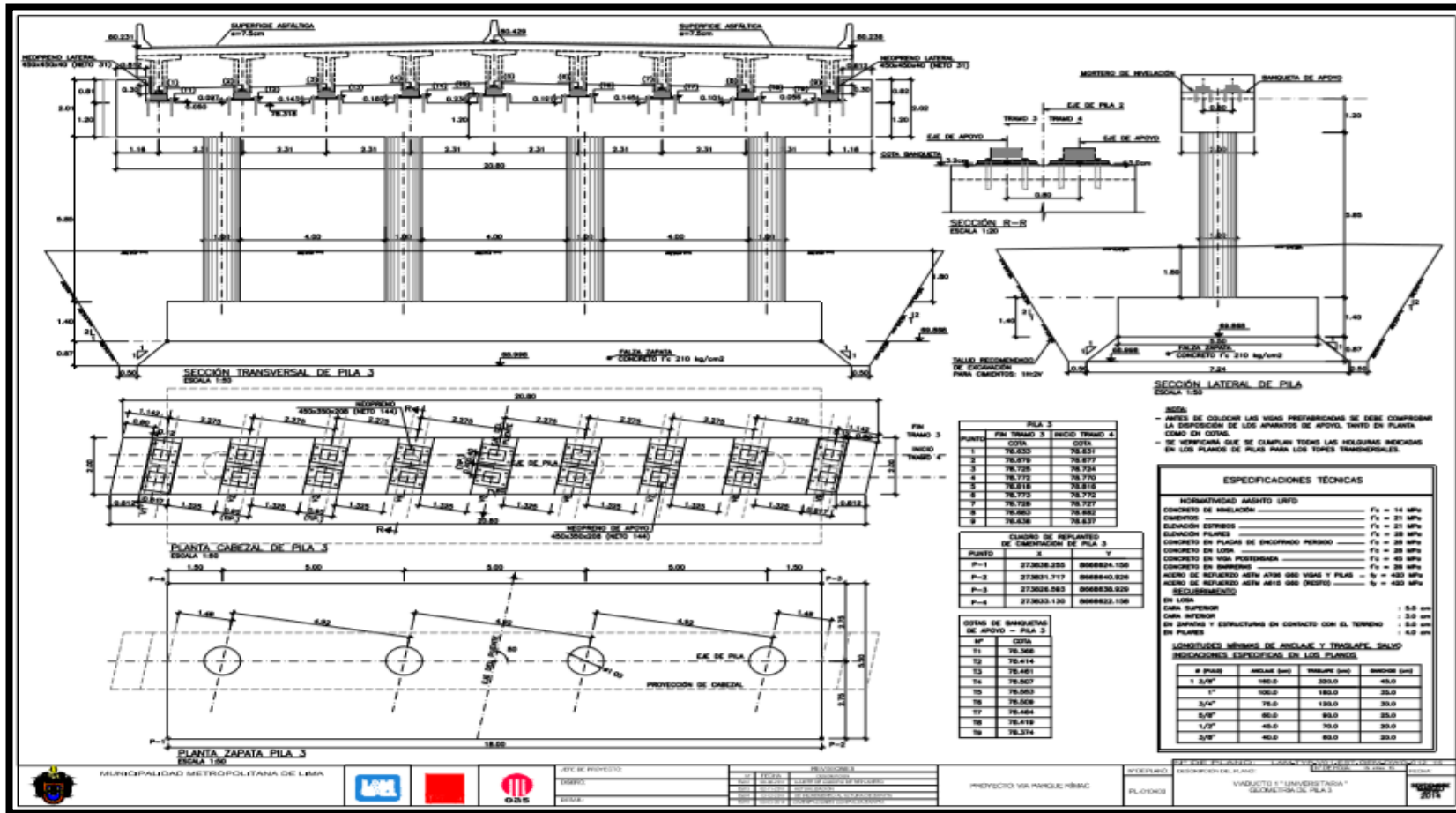
Plano de Geometría de Pila 2



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 40

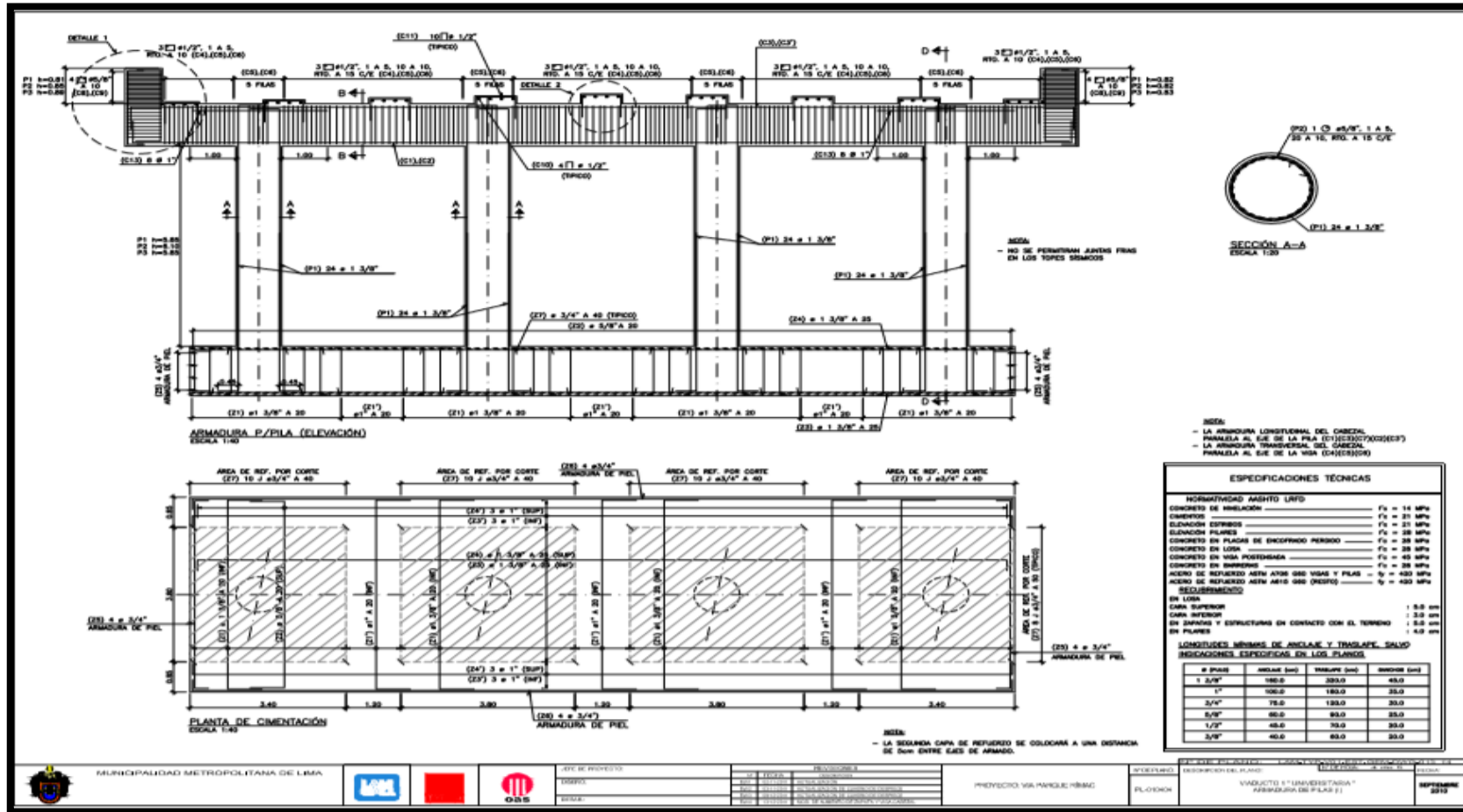
Plano de Geometría de Pila 3



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 41

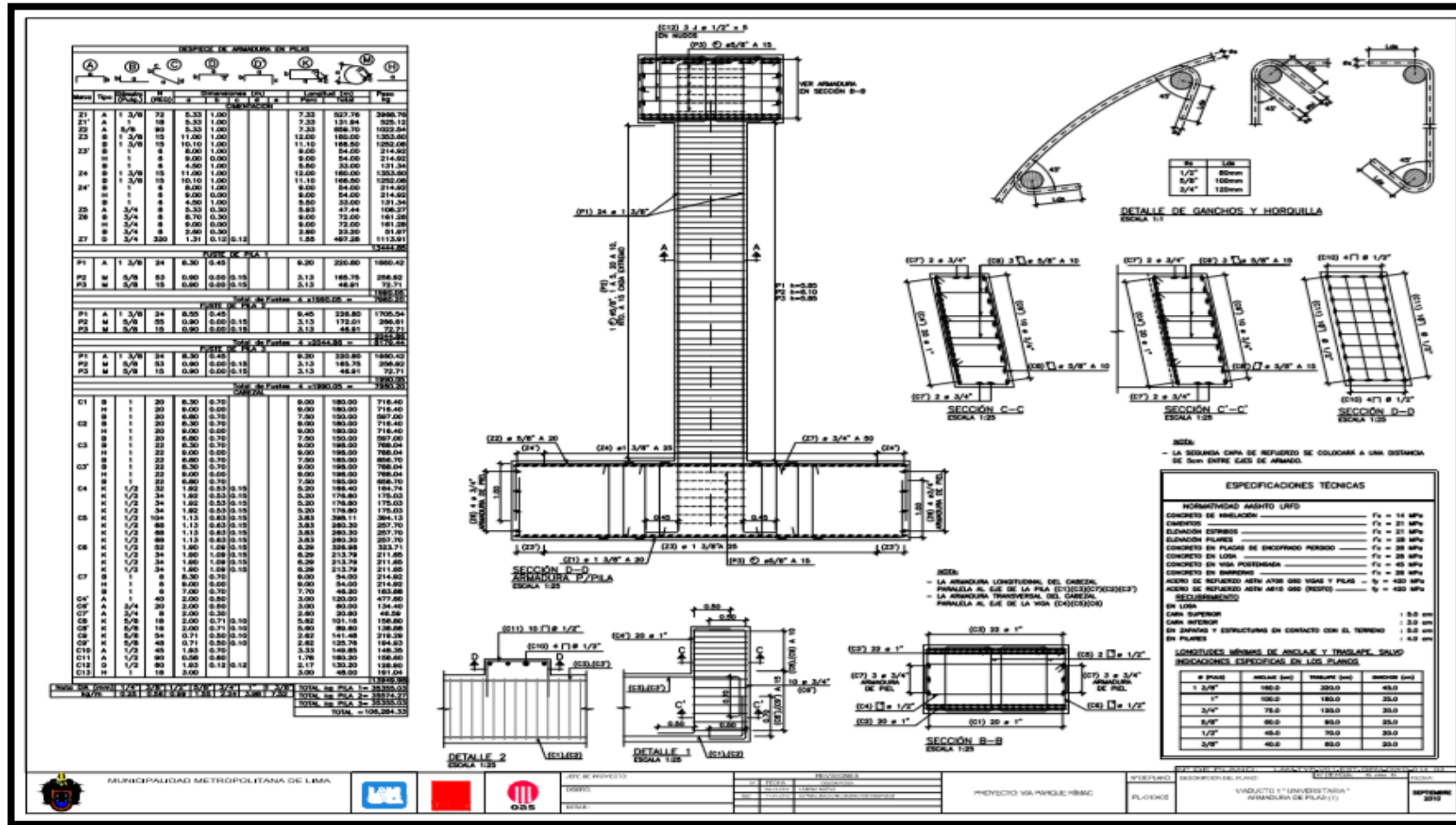
Plano N° 1 de Armadura de Pilas



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 42

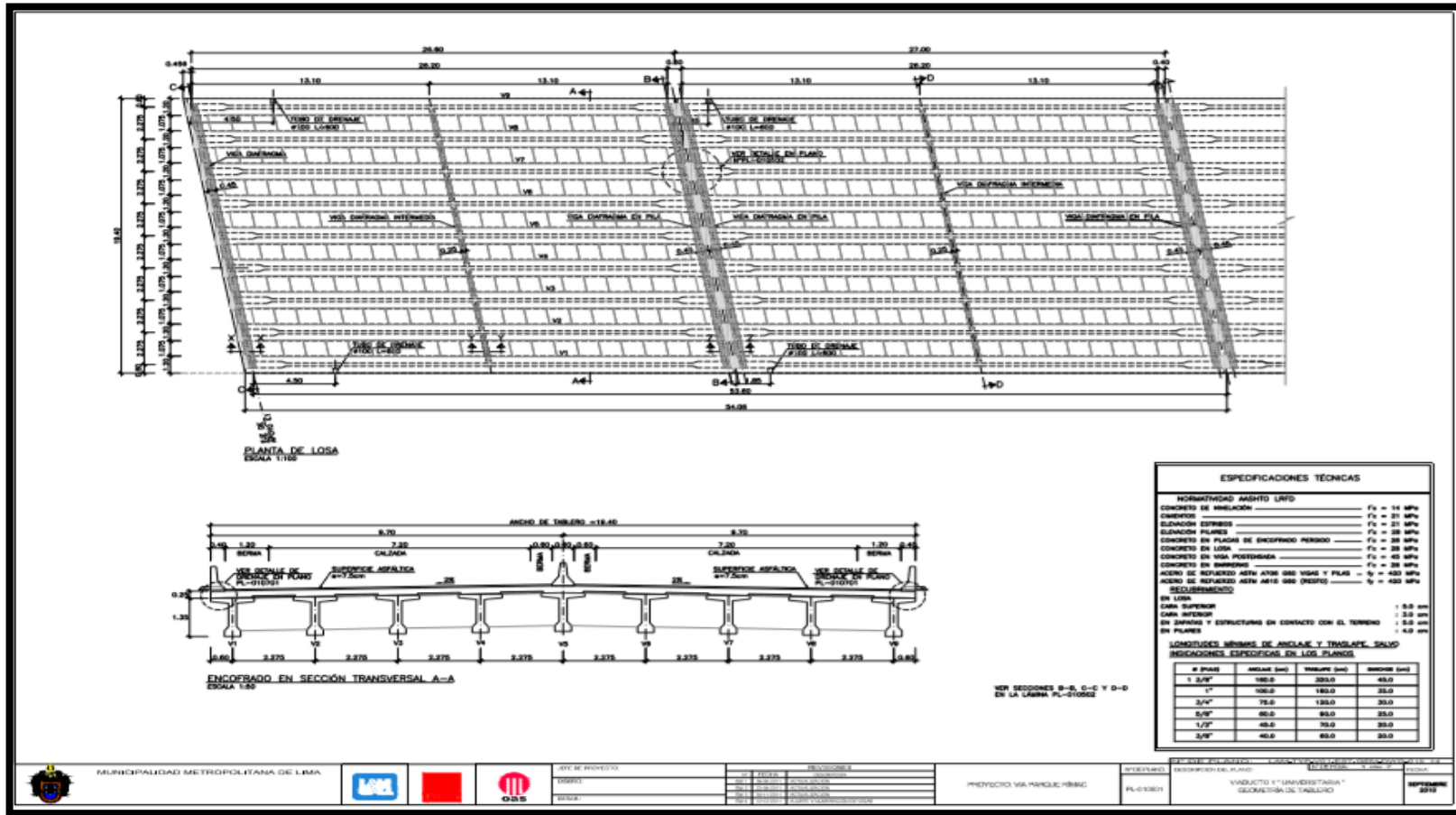
Plano N° 2 de Armadura de Pilas



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 43

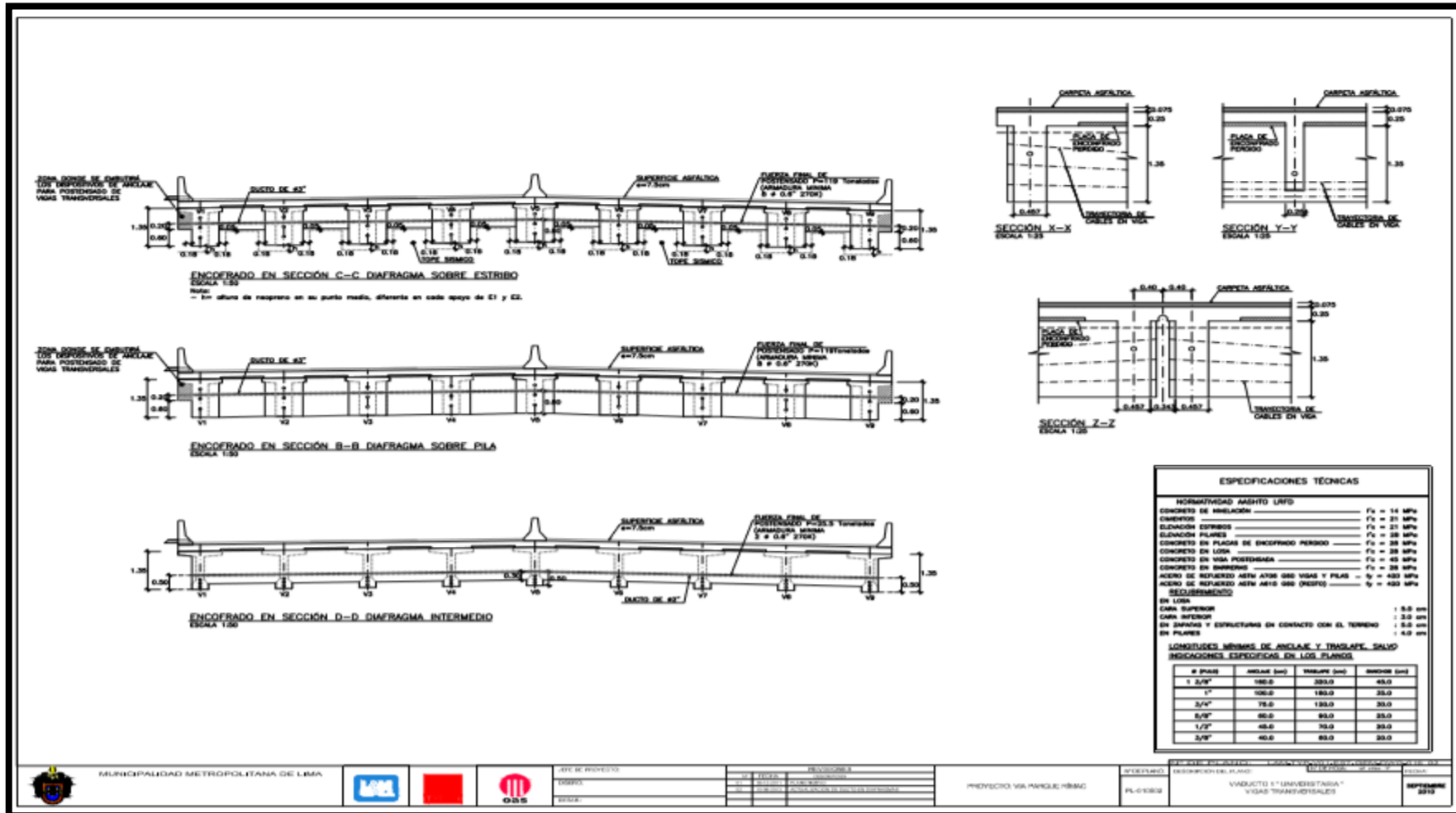
Plano de Geometría del Tablero



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 44

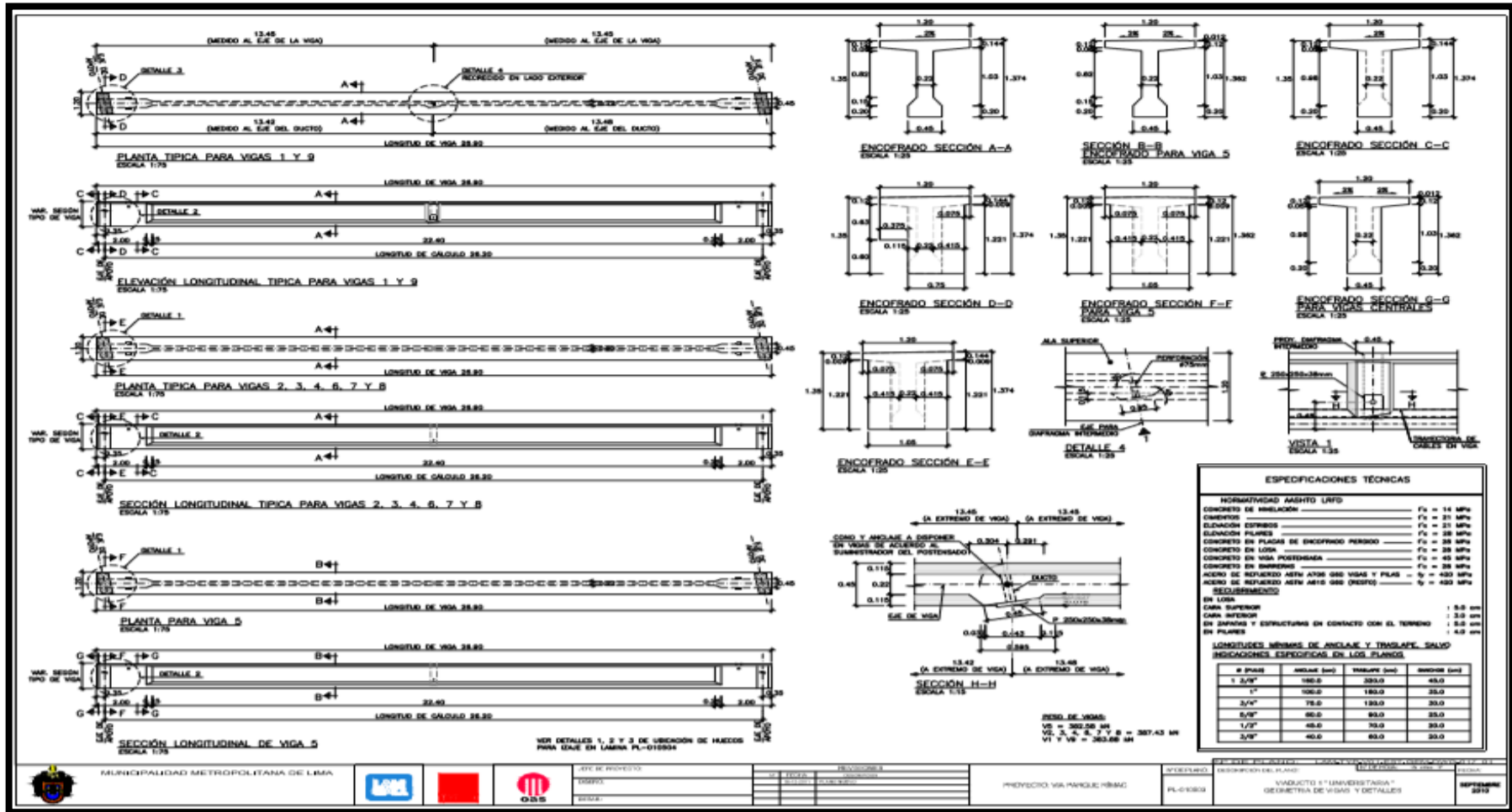
Plano de Geometría del Tablero



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 45:

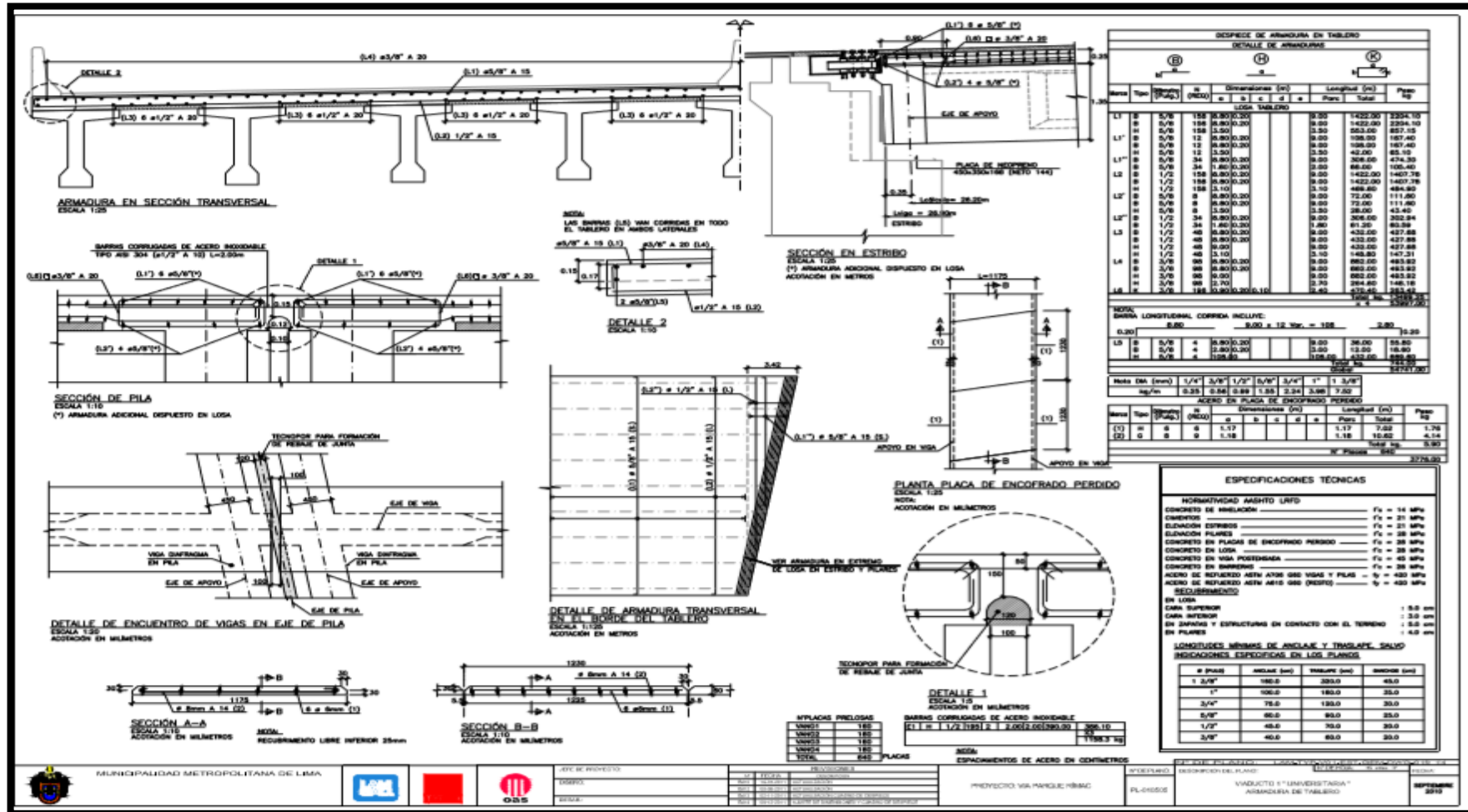
Plano de Geometría del Vigas y Detalles



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 47

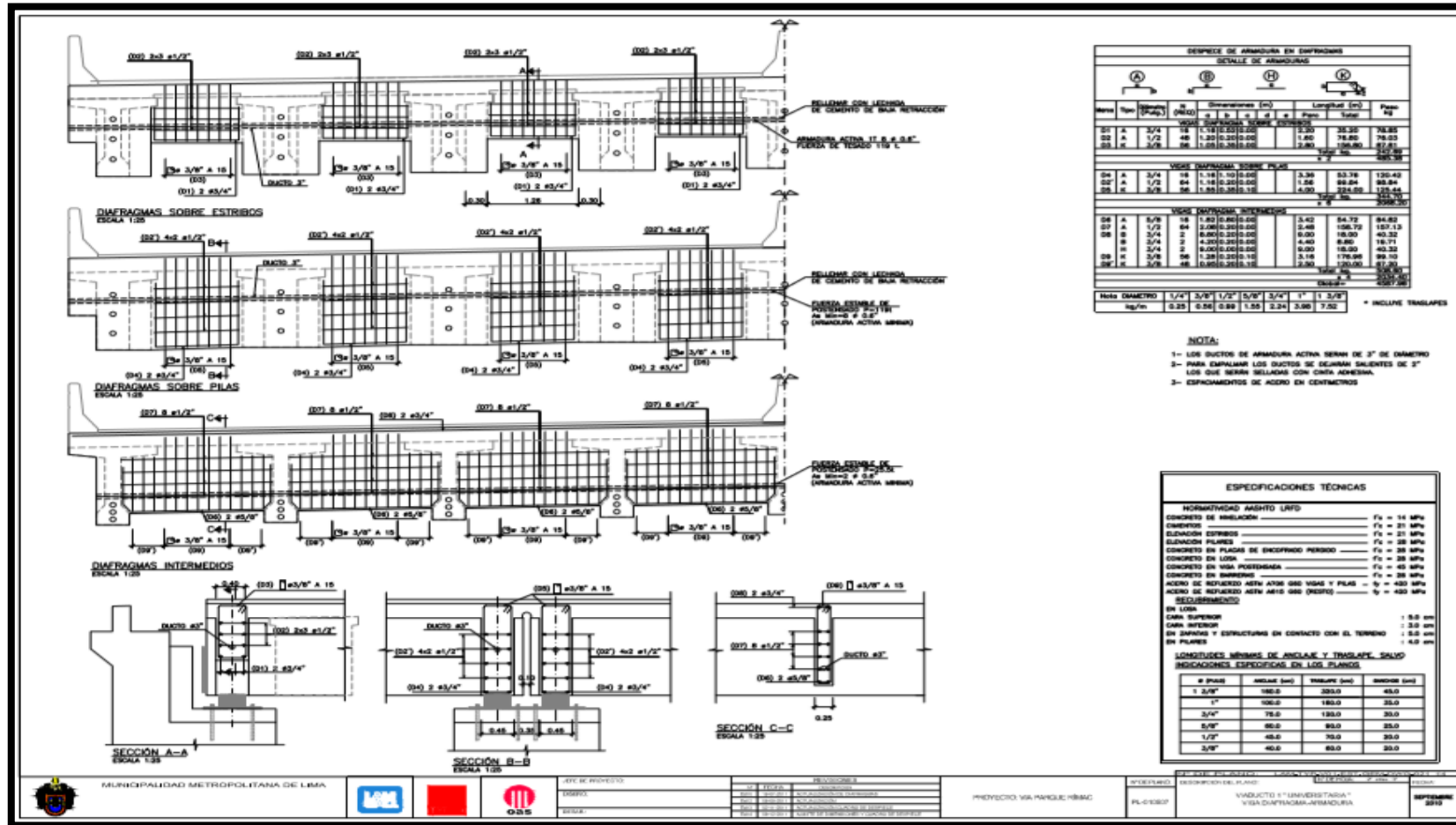
Plano de Armadura de Tablero



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 49

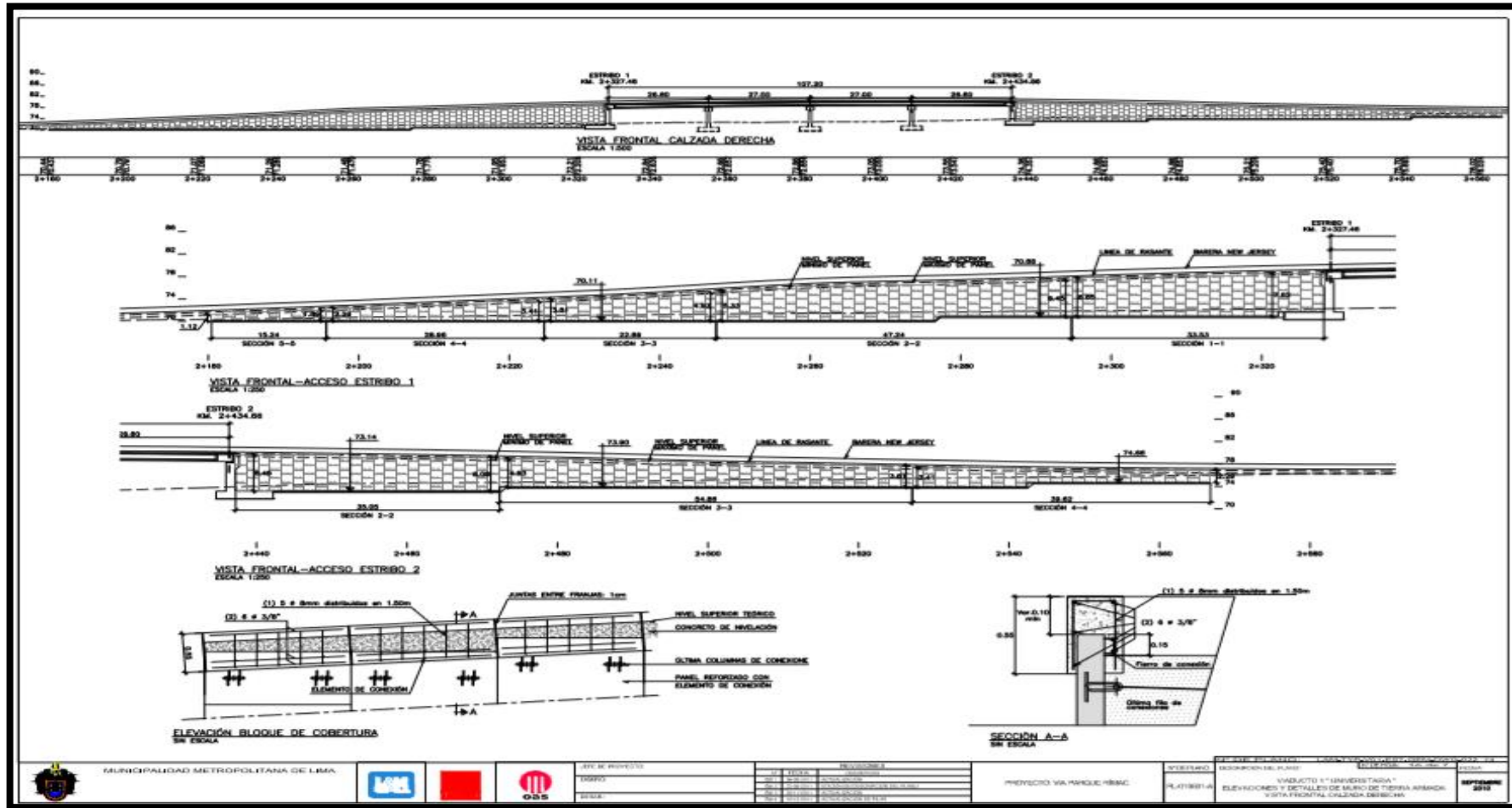
Plano de Viga Diafragma Armadura



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 50

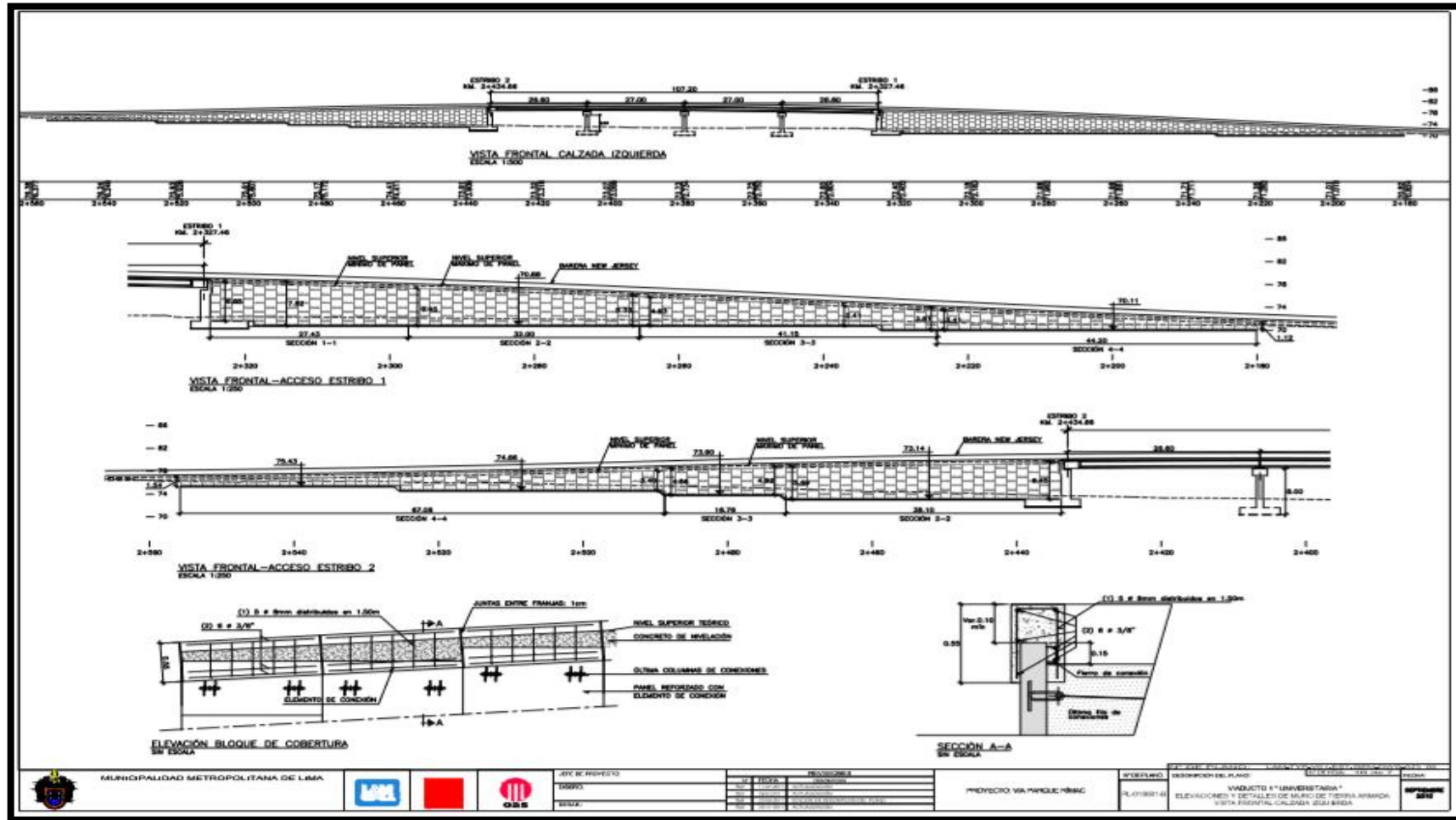
Plano de Elevaciones y detalles de muro de tierra armada vista frontal calzada derecha



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 51

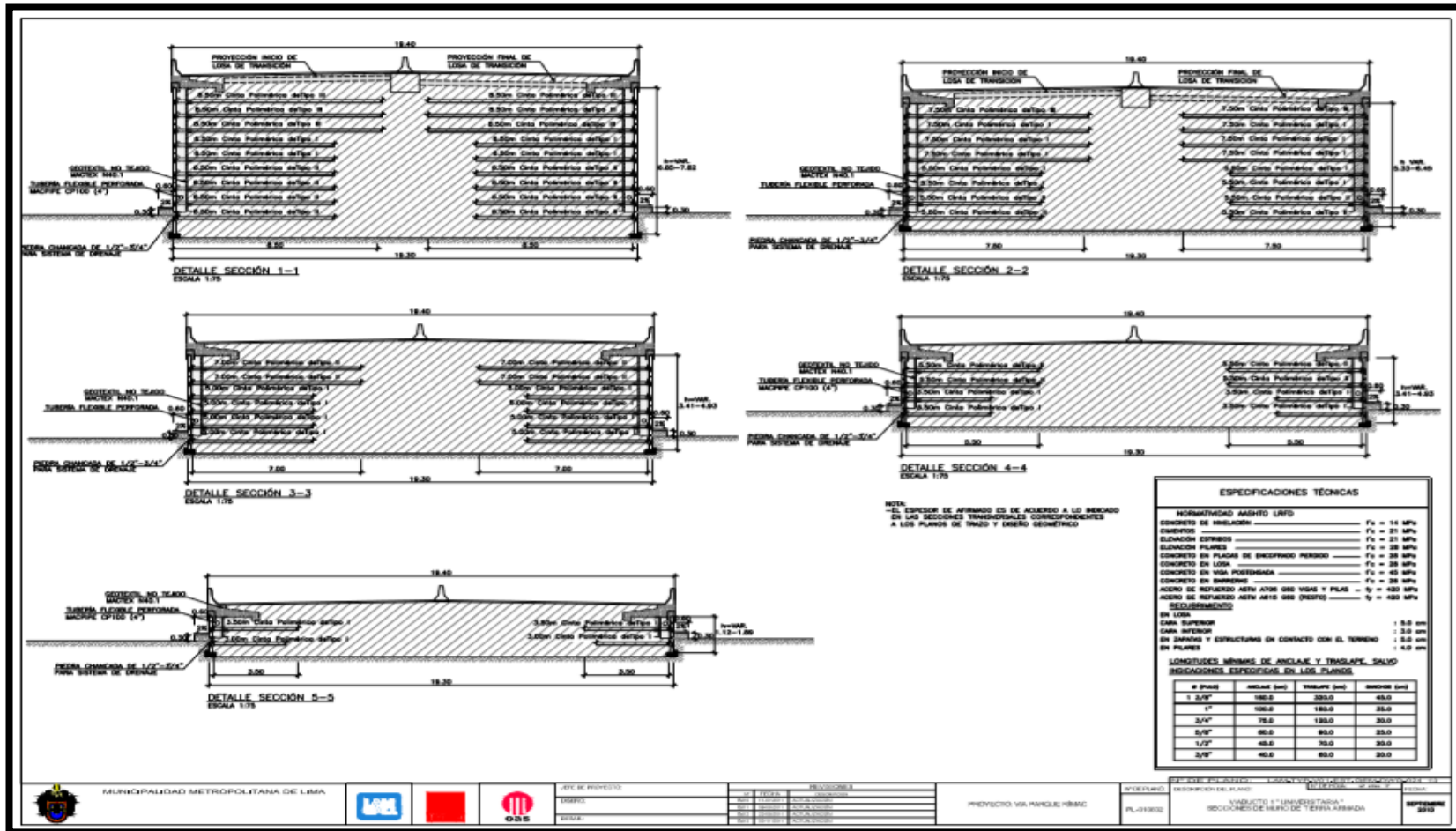
Plano de Elevaciones y detalles de muro de tierra armada vista frontal calzada izquierda



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.

Figura 52

Plano de secciones de muro de tierra armada



Nota: Cortesía de la Municipalidad Metropolitana de Lima.