



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

“CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PUENTES; CASO DE ESTUDIO: AMPLIACIÓN DE SECCIÓN DEL PUENTE CADEREYTA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
CARLOS RODRIGUEZ NAVARRO

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.

2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/96/2014

Señor
CARLOS RODRÍGUEZ NAVARRO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. SERGIO MACUIL ROBLES que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

""CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PUENTES; CASO DE ESTUDIO: AMPLIACIÓN DE SECCIÓN DEL PUENTE CADEREYTA""

INTRODUCCIÓN

I. ANTECEDENTES

II. PROBLEMATICA DEL PUENTE CADEREYTA

III. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA AMPLIACION DE SECCION DEL PUENTE CADEREYTA

IV. CONCLUSIONES

V. ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 19 de Junio de 2014

EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH

Dedicatoria:

A JEHOVA DIOS.

POR HABERME BENDECIDO CON EL DON DE LA VIDA Y PERMITIRME LLEGAR HASTA AQUÍ.

A MIS PADRES:

FEDERICO RODRÍGUEZ PÉREZ

FLORIDA MARÍA MAGDALENA NAVARRO OSORIO

CON TODO MI AMOR POR HABERME BRINDADO SU GUÍA, APOYO Y CARIÑO SIEMPRE.

A MI HERMANO:

ALEJANDRO RODRÍGUEZ NAVARRO

POR SU COMPAÑÍA, AMISTAD Y APOYO EN TODO MOMENTO.

Agradecimientos:

A MIS AMIGOS

QUE DE ALGUNA FORMA CONTRIBUYERON EN LA REALIZACIÓN DE ESTA META.

A LOS INGENIEROS:

SERGIO MACUIL ROBLES

VÍCTOR MANUEL CHÁVEZ GALINDO

CORNELIO GRANADOS SERRANO

QUE ME INSTRUYERON Y GUIARON EN EL APRENDIZAJE DE ESTA BELLA PROFESIÓN Y EN LA REALIZACIÓN DE ESTA TESIS.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	3
1.1) Ubicación Geográfica de la Carretera Monterrey – Reynosa	16
1.2) Especificaciones de la Carretera Monterrey – Reynosa.....	29
1.3) Datos Generales del Puente Cadereyta	35
 CAPÍTULO II: Problemática del Puente Cadereyta.....	 44
2.1) Condiciones de Aforo.....	47
2.2) Mantenimiento Menor, Mayor y Reparaciones	49
2.3) Alternativas de Solución	79
 CAPÍTULO III: Criterios de Diseño Para la Ampliación de Sección del Puente Cadereyta.....	 103
3.1) Criterios Generales Para el Diseño de Puentes	103
3.2) Mecánica de Suelos.....	111
3.3) Topográficos	117
3.4) Diseño Estructural	126
3.5) Pavimentos.....	252
3.6) Equipamiento	254
 CAPÍTULO IV: Conclusiones.....	 257
 CAPÍTULO V: Bibliografía	 260
 CAPÍTULO VI: Anexos	 262

INTRODUCCIÓN

Una rama muy importante de la Ingeniería Civil es la Ingeniería de Transporte la cual comprende el estudio, diseño, análisis y construcción de las vías de comunicaciones terrestres y marítimas. A su vez, la vía de comunicación terrestre más común es la carretera debido a que por este medio es eficiente el transporte de mercancías y personas, sin embargo; para poder tener una vía de comunicación de este tipo que conecte dos lugares de interés de una forma más directa muchas veces es necesario salvar obstáculos geográficos como pueden ser barrancas, valles o en el caso de esta tesis un río. Es ahí donde intervienen los puentes que son una infraestructura fundamental dentro de una vía de comunicación y que es precisamente el tema de esta tesis.

El presente trabajo trata de dar una visión global acerca todo lo que es un puente además de mostrar con un ejemplo en específico, el cual es la “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta”, la forma en cómo se resolvió la problemática presente en el puente Cadereyta. Esto lo logra mediante una serie de subtemas que están encaminados a llegar a la resolución óptima de la problemática.

Con el fin de dar una visión global de todo lo que es un puente en la actualidad, esta tesis comienza por dar un marco de referencia histórico de la evolución de los puentes en México y en el mundo, esto se hace con la intención de que el lector tenga una referencia más clara y esté familiarizado con aspectos fundamentales de los puentes.

Posteriormente se da al lector una referencia más exacta de la definición de un puente así como de las partes que integran un puente y su clasificación, esto es con el fin de que el lector tenga las armas suficientes para entender los términos que posteriormente se manejarán.

Una vez que se asentaron las bases para comprender bien la terminología de la tesis se procedió a abordar la problemática del puente Cadereyta, primero dando una referencia de la zona en donde se ubica el puente con el fin de comprender el por qué de la problemática que se presenta en el puente. A continuación se presentó la problemática del puente que básicamente es la capacidad de aforo del puente rebasada así como la necesidad de modernizar la estructura debido a que las cargas móviles actuales son mayores a las cargas móviles con las que se diseñó el puente.

Teniendo bien definida la problemática del puente se formuló un par de anteproyectos que resuelven dicha problemática, llegando a la conclusión de tomar el anteproyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” para desarrollarla y realizar las memorias de cálculo que justifiquen el proyecto.

Una vez que se llegó a la determinación de desarrollar el anteproyecto de: “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta”, se procedió a determinar los criterios con los que se diseñaría las nuevas secciones estructurales así como desarrollar dichos criterios para justificar así la ampliación de sección y dar por concluido el proyecto de diseño de una nueva sección para el puente Cadereyta que pasaría de tener dos carriles de circulación a cuatro.

Por último quiero manifestar que una de las intenciones de este estudio y proyecto es la de que en el futuro las personas que estén interesadas en realizar un proyecto similar a este, tengan la confianza de consultar esta tesis puesto que se realizó con investigación y datos lo más apegados a la realidad para que así los resultados sean más confiables además de que los métodos de diseño son los que se aplican actualmente en el desarrollo de este tipo de proyectos en el ámbito profesional en México.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

El puente surge por la simple necesidad de librar un obstáculo para poder llegar al lugar deseado. En la antigüedad el hombre descubrió los puentes naturales al enfrentarse ante un río en donde para poder cruzarlo debería encontrar un árbol derribado y atravesando sobre el río. Los primeros puentes fueron construidos por la misma naturaleza, posteriormente el hombre utilizando materiales de la naturaleza y su ingenio desarrollo estructuras cada vez más complejas para conseguir moverse a través de un obstáculo.

Desde entonces el hombre se ha valido de los puentes para conseguir movilidad y desarrollo tanto personal como social por lo que se vio en la necesidad de implementar y mejorar nuevas técnicas en la construcción de puentes, sin embargo la construcción de puentes no experimentó cambios sustanciales durante más de 2000 años, pero en tiempos modernos los puentes han ido desarrollándose de diferentes materiales, de acuerdo a las necesidades y diferentes condiciones bajo las que se proyecta. Con ayuda de la tecnología se han creado nuevos y mejores proyectos, no solo en materiales, sino en diseños, estética y funcionalidad.

Por otra parte la evolución de los puentes, se debe principalmente a los cambios que han tenido los vehículos de motor, en sus dimensiones, peso y velocidad de operación, al volumen del tránsito, la disponibilidad de mejores materiales de construcción; al amplio conocimiento de los elementos que forman las estructuras y a la facilidad para su análisis con el empleo de software especializado; nuevos métodos de diseño y a la utilización de nuevas y mejores técnicas de construcción.

DEFINICIÓN DE UN PUENTE:

La definición de puente puede ser tan simple o tan compleja como uno se imagine, un puente puede ser una estructura que nos sirve para salvar un accidente geográfico, un río, alguna vía de comunicación, o cualquier otra obstrucción; o simplemente puede ser el medio para llegar de un punto a otro salvando un obstáculo o puede ser considerada toda una obra de arte no solo por la función que realiza sino por la estética y la imagen que puede dar.

La definición más adecuada y que además engloba las características y función de un puente es: ***“Es una estructura formada por un conjunto de elementos que combinados en forma sistemática realizan la función de enlace y continuidad de una vía de comunicación o de servicio; por lo que el puente debe concebirse como parte del sistema general de vía de comunicación.”***

Cuando un obstáculo físico por salvar es menor de 6 metros, se denomina alcantarilla. En el caso de salvar un valle en su totalidad se denomina viaducto; y cuando es necesario librar vías terrestres, existe una diversidad de estructuras dependiendo de la clase de vía, lo que transporta y la elevación del paso.

HISTORIA DE LOS PUENTES

En opinión de algunos eruditos, el origen del puente puede deberse al sistema de tender lianas entre los árboles de las márgenes de un río, tal como se hace en las zonas de África habitadas por pigmeos siguiendo una costumbre que data de los tiempos más remotos.

Para encontrar el puente más antiguo a lo largo de la historia de la humanidad es preciso remontarse a la época del máximo esplendor de la civilización de Babilonia, en los tiempos del reinado de Nabucodonosor (1900 a. c.), que ordenó la construcción de un puente sobre el río Éufrates destinado a unir de una manera permanente los diversos barrios de la ciudad de Babilonia, que se hallaban separados por el curso del río.

Dicho puente, según el testimonio de los historiadores griegos, tenía una longitud superior a 900 m, cifra que indica asimismo la anchura del río en aquel punto, y contaba con 100 pilares de piedra que sostenían una plataforma, construida de vigas de palmera estrechamente ligadas entre sí con lianas y que estaba cubierta por un techado. Otros tipos de puentes sobre esa época fueron los puentes sobre barcazas los que fueron construidos para la guerra, cuando los persas estaban empeñados en la conquista de babilonia. También se tiene conocimiento que el primer constructor de puentes fue Mondruclis de Samosi quien construyó un puente militar en el Bósforo en el año 493 a. c., la longitud de este puente era de 1 Km.

El puente más antiguo de los que se conservan en el mundo hasta la fecha, fue construido por los griegos en el año 850 a. c., en la ciudad de Esmima, localidad que actualmente forma parte del territorio de Turquía. Los romanos son maestros en la fabricación y el arte de los puentes, utilizando al principio la madera, la piedra y el ladrillo, reforzando con grapas o abrazaderas de hierro. En la historia se registra que el primer puente romano fue construido en el año 621 a. c. sobre el río Tíbet, siendo una raza de conquistadores, construyeron cientos de puentes desde el extremo norte de las galias (hoy Francia) hasta en el África y desde España hasta el Asia menor. Hoy en día subsisten numerosos puentes de los que se construyeron los romanos, a quienes con justicia se considera como constructores por excelencia.

Los puentes romanos de mayor antigüedad, el Sublicio entre ellos, citado en la leyenda de Horacio Coclite, estaban construidos exclusivamente de madera, y este material continuó siendo utilizado por los romanos durante mucho tiempo después de la introducción de la piedra como material principal en la construcción de puentes, tal como atestigua el relieve de la Columna Trajana, que representa el puente existente sobre el Danubio, construido en el 104 d. c. por Apolodoro de Damasco por orden del emperador Trajano.

Mientras que los puentes de mayor antigüedad presentaban un solo arco y obedecían exclusivamente al criterio de la simple función, casi siempre militar, tal como se atestigua a través del considerable número de puentes construidos por los legionarios durante las campañas militares, inmediatamente después de la realización de estas obras de utilidad pública intervino una precisa intención estética que confería una ligereza admirable a las sólidas estructuras de la arquitectura romana.

A lo largo del tiempo y con la estética en mente el número de los arcos se va multiplicando progresivamente; el puente de Hipona constaba de once, el del Danubio, de veinte, y el de Salamanca, de veintisiete. También la longitud de los arcos, generalmente comprendida entre los 5 y los 20 m, llega a anchuras mayores, como, por ejemplo, en el extraordinario puente de Alcántara, en el cual los arcos tienen una longitud de 28 m, o en el puente de Augusto, en Narni, cuya arcada mayor tenía una longitud de 42 m aproximadamente, siendo la mayor de las que hoy se conocen.

En España se conservan muchos puentes de la época romana entre los que merecen mencionarlos : el Salamanca sobre el Tormes con 27 arcos de 10.00 m de longitud; el de Mérida sobre el Guaroliana con 60 arcos; el Córdoba, sobre el Guadalquivir con 16 arcos reconstruidos para los musulmanes, el de Alcántara sobre el tajo, que tiene 48.00 m de altura desde el nivel de aguas hasta el pavimento y hasta 60.00 m al fondo del río; está formado por 6 arcos de medio punto, dos de los cuales tiene 28.00 a 30.00 m de longitud. Por otra parte el primer puente de piedra levantado sobre el río Támesis, en Inglaterra se terminó a finales del siglo XIII. Tenía una galería cubierta de madera con tiendas alineadas en ambos lados formando una calle, a fines del siglo XIX fue remplazado por otro nuevo, el famoso puente de la torre de Londres, que mide más de 265 m de largo.

A fines del siglo XVII se construirían puentes de hierro fundido, donde este tipo de material no puede ser aplastado, pero puede derrumbarse a causa de una considerable fuerza de tensión por lo que se optó por utilizar otro tipo de material llamado hierro forjado, que tiene mayor resistencia a la tensión. Con dicho material siguieron construyéndose muchas obras de ingeniería, hasta que en el siglo XIX se decidieron construirse de acero.

La construcción de los primeros puentes colgantes metálicos se debe al ingeniero francés Marcos Seguin. Con el empleo de acero, es posible cubrir grandes claros, así como también el sistema constructivo permite construir mayores claros, lo que con un puente de vigas no se pueden dar distancias entre pilares superiores a 300 m, mientras que empleando acero se avanza hasta 500 m y con un puente colgante, de hasta 1300 m.

En la actualidad el hombre ha desarrollado diversos materiales y técnicas de construcción que le han permitido la realización de puentes de gran envergadura y que se desarrollaron en menor tiempo y costo. Por otra parte en lo que se refiere a la construcción de puentes sin mucha relevancia se utilizan principalmente elementos presforzados con cimentaciones superficiales a base de concreto reforzado, los cuales son fáciles de ejecutar al momento de la construcción puesto que tienen elementos prefabricados que simplemente son colocados en sitio, sin embargo; para la construcción de puentes de mucha envergadura el principal material es el acero y se siguen desarrollando métodos de construcción y materiales nuevos para resolver los problemas que presentan los nuevos proyectos de puentes.

LOS PUENTES EN MÉXICO

México ha heredado una tradición que data desde la época de la colonia, sus pobladores recorrían grandes distancias en busca de alimentos, pero sobre su paso se encontraban con múltiples obstáculos como ríos y barrancas; para evitar estos, se improvisaban puentes que eran construidos a base de troncos y ramas de algunos árboles que eran colocados perpendiculares a los ríos o arroyos. También se empleaban grandes cuerdas con palos y troncos amarrados, los cuales formaban los famosos puentes colgantes y que eran colocados en pequeñas barrancas y precipicios.

Fue de esta manera como fueron apareciendo los primeros puentes ideados de acuerdo a las necesidades de aquella época y con el paso del tiempo, el descubrimiento del cemento y del acero y la constante aparición de ingenieros mexicanos en materia de planeación, diseño y construcción de vías terrestres, hoy en día se tiene un gran desarrollo en la ingeniería de puentes en México

Uno de los grandes retos que la actualidad se le presenta a la ingeniería mexicana, es el poder comunicar sus pueblos, centros de producción, recursos naturales polos de desarrollo y litorales. Gran parte de las vías de comunicación que han hecho posible el enlace y pleno desarrollo del país, han sido los puentes; ya sean carreteros, ferroviarios, canales o marítimos.

Es fundamental que los puentes al igual que otras estructuras, cumplan con la función para la cual están destinadas en sus condiciones normales de operación y que tengan un grado de seguridad adecuado, así como una inversión inicial razonable.

Nuestra hidrología no ha exigido puentes tan espectaculares como los de otros países, y los que se han construido en México son obras que por su tipo y características, constituyen un factor que contribuye primordialmente al desarrollo del país.

En México para decidir sobre la construcción de un puente se considera su importancia como obra de servicio, a fin de establecer su prioridad con respecto a otras; hechos los estudios topográficos, hidráulicos, geológicos, de mecánica de suelos, de diseño estructural, etc., se elige en el proyecto de menor costo; esto en ocasiones ha llevado a soluciones de no gran belleza; pero en la actualidad se realizan puentes que satisfacen tanto las exigencias estéticas, como las estructurales y económicas. En los viaductos, principalmente en los de la ciudad de México, se ha puesto especial empeño en construir puentes hermosos para mejorar el paisaje urbano.

Considerados como signo de los tiempos, los puentes han jugado un papel primordial en el dominio que el hombre ha buscado sobre la naturaleza desde las más remotas edades y México no ha sido la excepción puesto que las vías de comunicación aún están en desarrollo, lo que conlleva a que exista un gran desarrollo en materia de ingeniería en puentes en nuestro país.

PARTES QUE INTEGRAN UN PUENTE

Los puentes deben tener varias características emitidas por la AASHTO (THE AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALES), como ancho de calzada y de banqueteta, guarniciones banquetas de emergencia, parapetos drenaje de la calzada, sobreelevación en curva horizontal, acabado de la superficie de rodamiento, protección contra humos gálibos y espacios libres e instalaciones de servicio públicos, etc.

Un puente, ya sea carretero o ferroviario; consta de:

- 1.- Superestructura: es la parte del puente que cubre los claros entre apoyos, está formada por elementos que soportan directamente las cargas móviles y tiene la función de transmitir las cargas a la subestructura. La superestructura se compone de: calzada o superficie de rodamiento, guarnición, banquetas parapetos y traveses.
- 2.- Subestructura: Está integrada por elementos que tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura y su propio peso a la infraestructura. Estos elementos pueden ser: columnas, pilas, caballetes etc.
- 3.- Infraestructura: Es el conjunto de elementos encargados de transmitir directamente al terreno las cargas provenientes de la subestructura. De acuerdo con la capacidad del terreno la infraestructura podrá ser superficial o profunda.

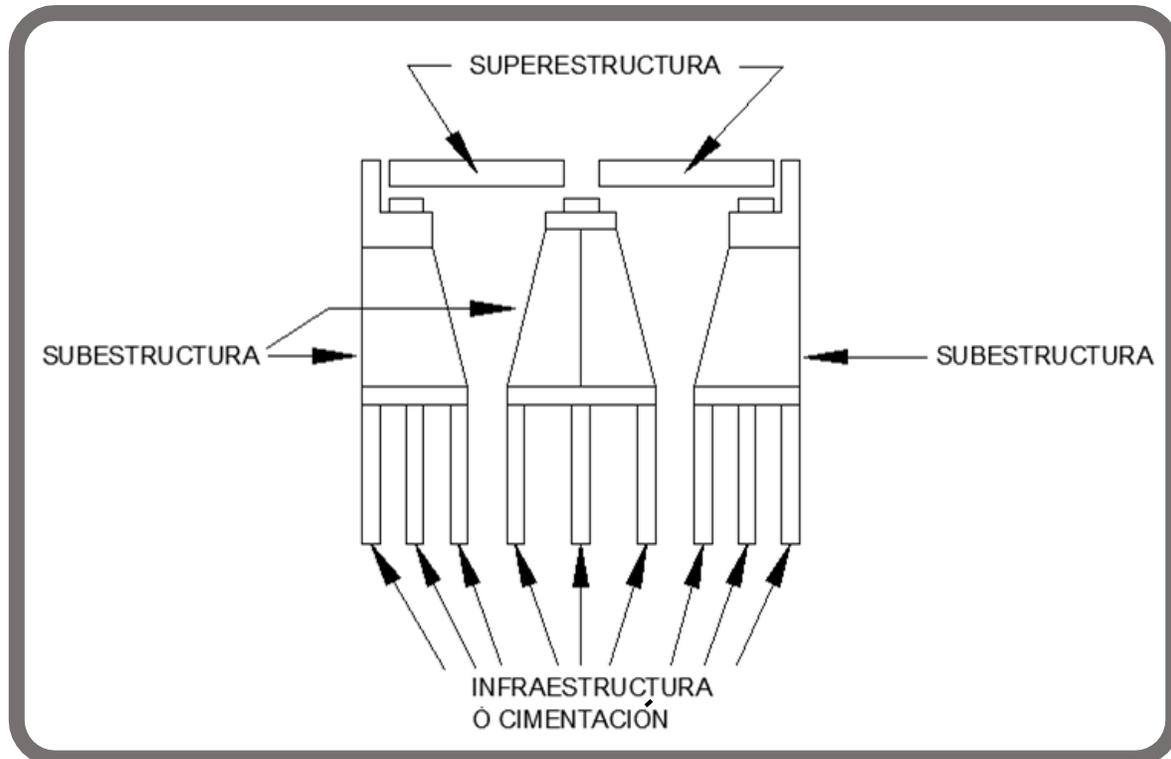


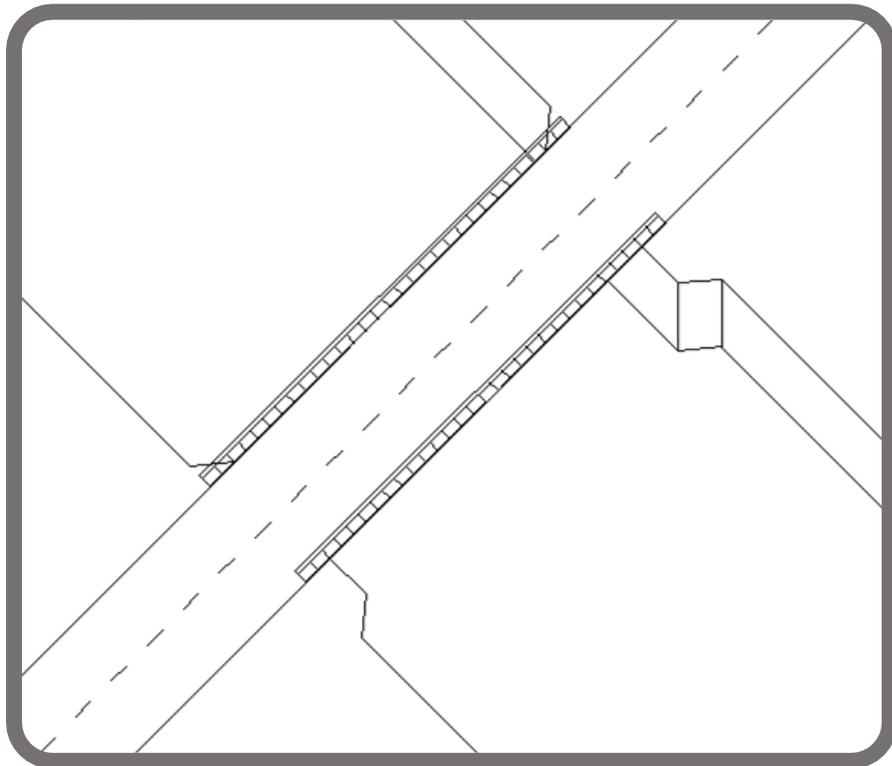
Figura 1: Partes que Integran un Puente.

CLASIFICACIÓN DE PUENTES

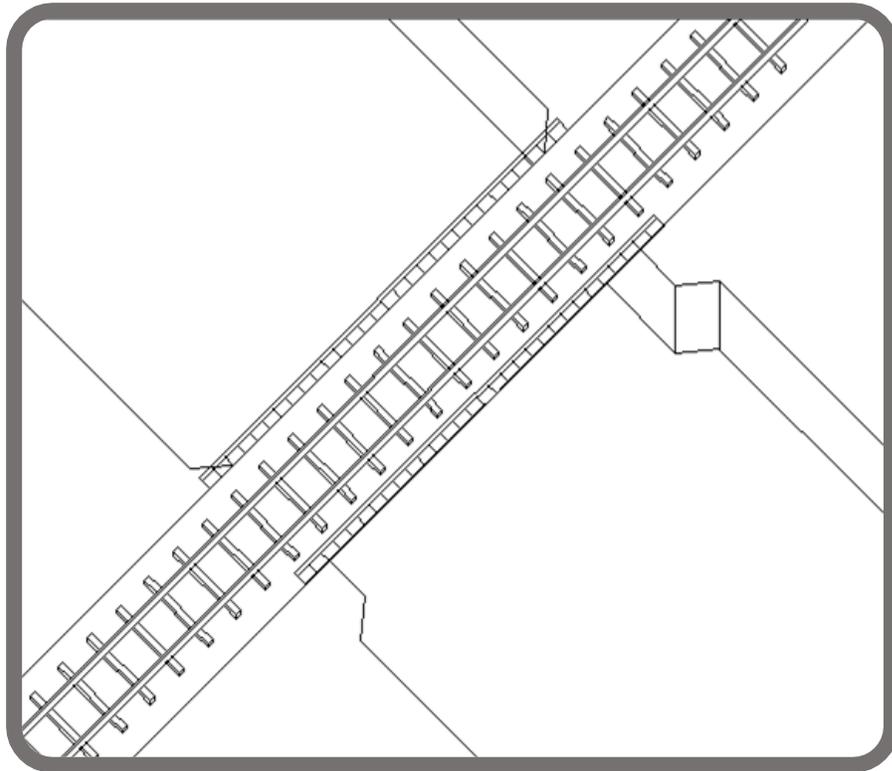
Aunque existe una gran variedad de formas estructurales para puentes en uso actualmente, desde puentes de claros cortos a base de losas de concreto reforzado, hasta puentes de grandes claros atirantados o suspendidos, con secciones cajón de acero o de concreto, la clasificación de puentes sigue siendo básicamente la misma y es con base en diversas características de los mismos.

1.- Por la naturaleza de carga que soporta:

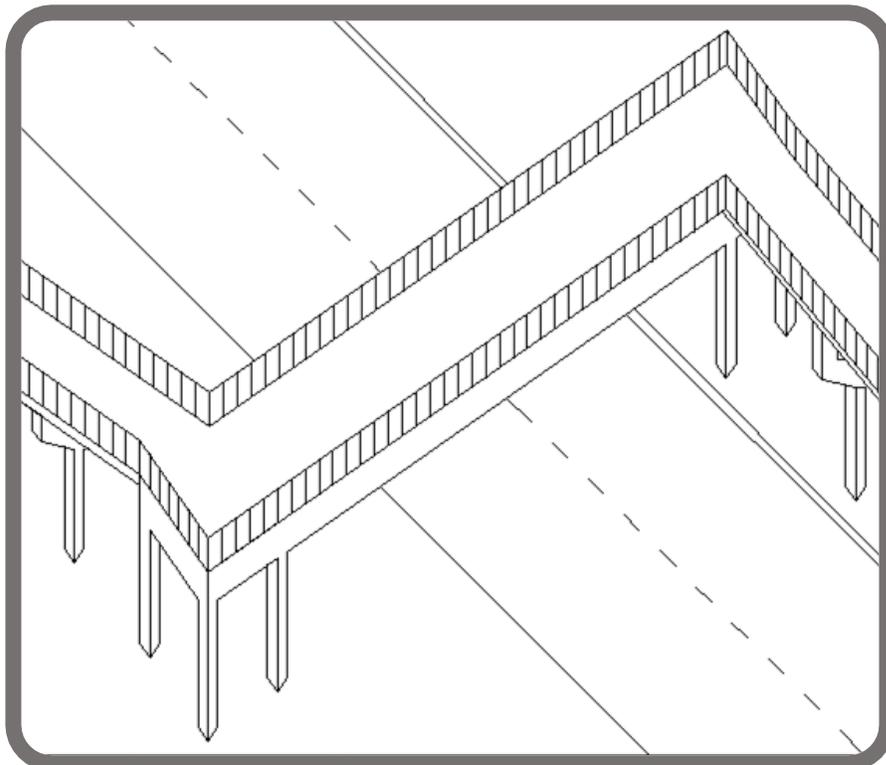
a) Carreteros:



b) Ferroviarios:



c) Peatonales:

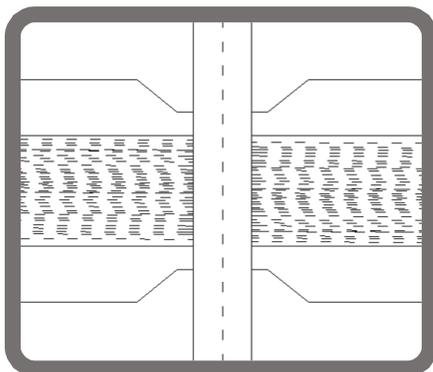


d) Puente Canal o Ductos:

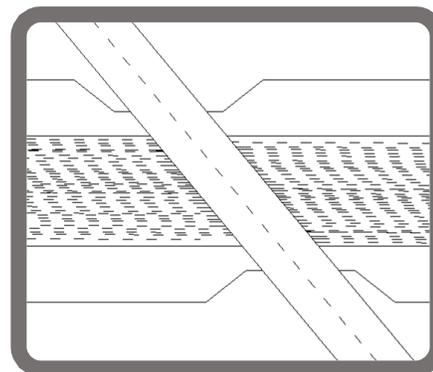


2. -Por su trazo horizontal:

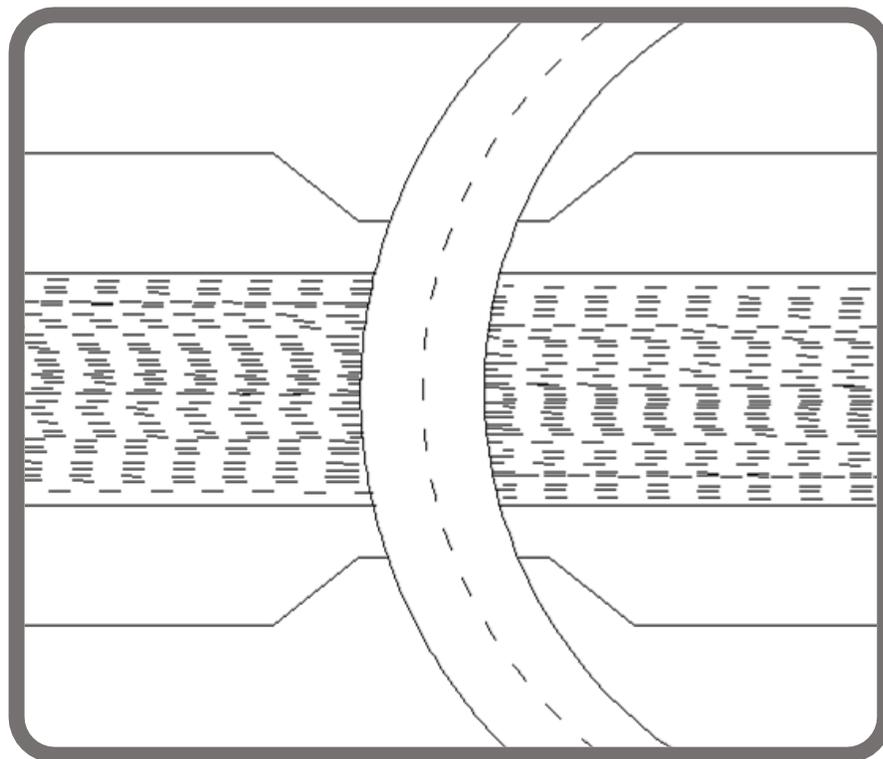
a) Normal:



b) Esviajado:

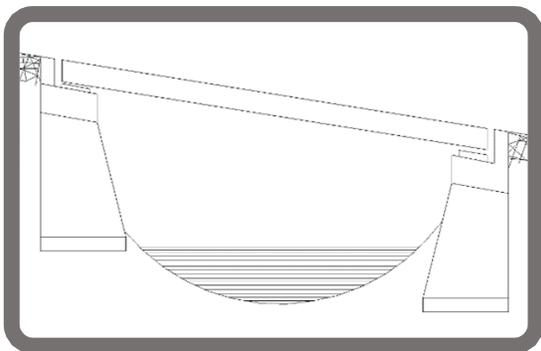


c) En Curva:

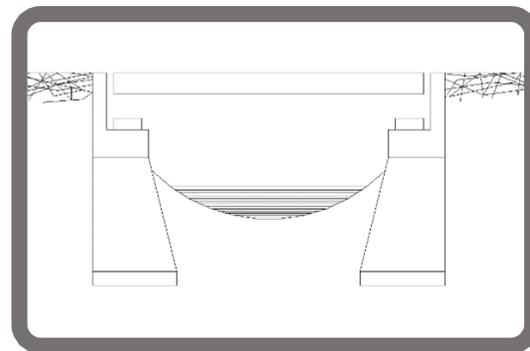


3.- Por su trazo vertical:

a) Con pendiente:

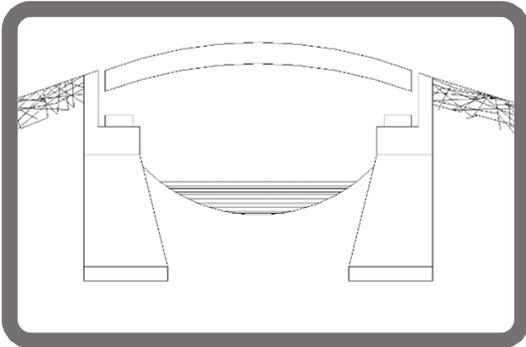


b) Tangente al camino:

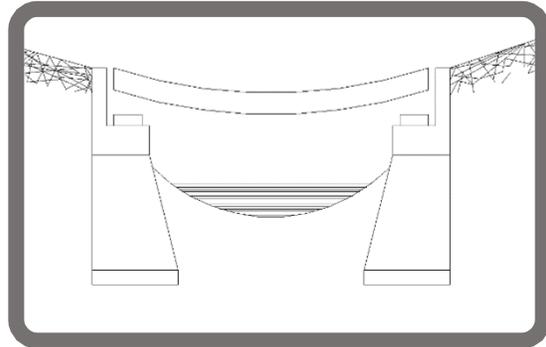


c) En Curva Vertical:

I) Cresta:

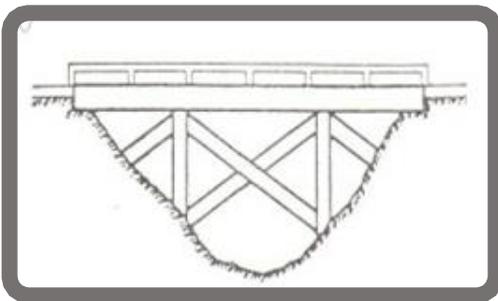


II) Columpio:

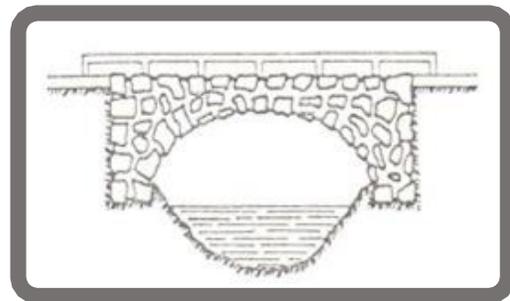


4.- Por su material de construcción

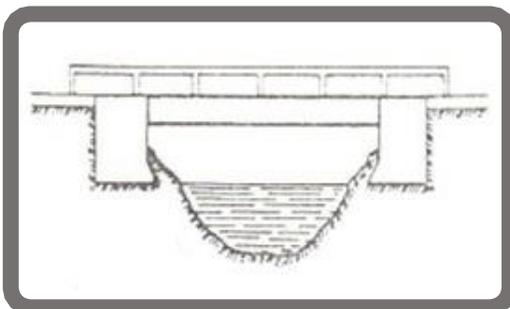
a) Madera:



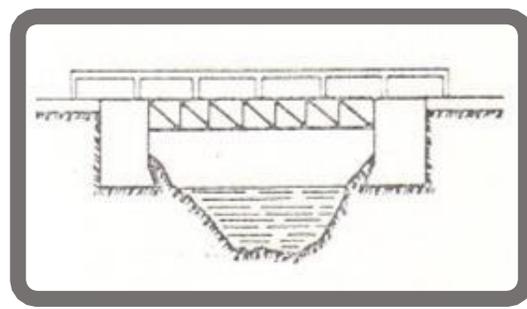
b) Piedra:



c) Concreto:

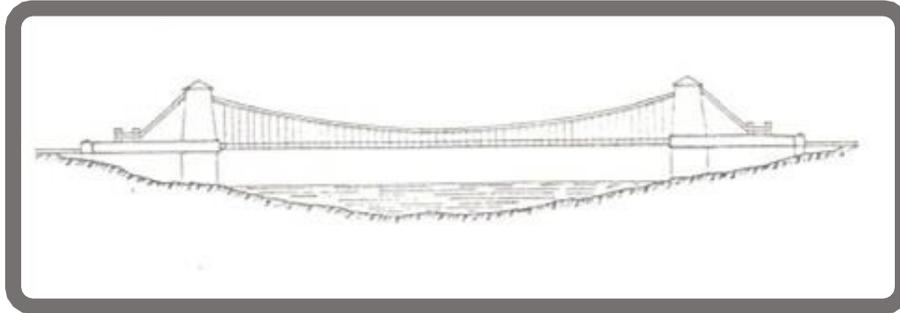


d) Acero:



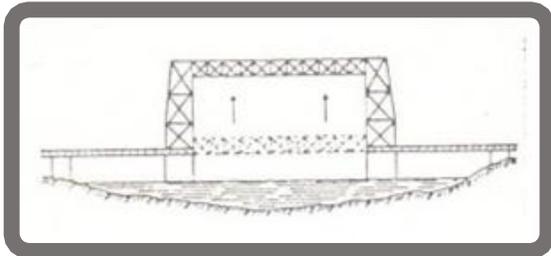
5.- Por la movilidad o inmovilidad de la superestructura:

a) Fijos

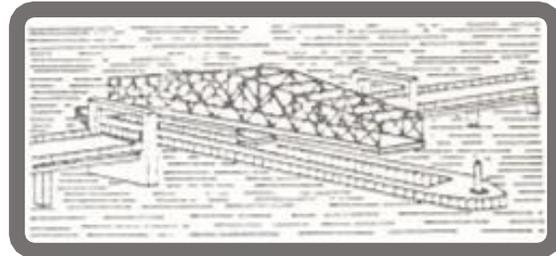


b) Móviles

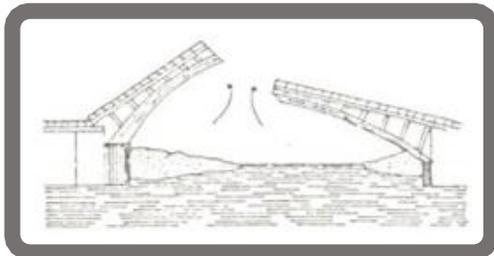
I) Levadizo:



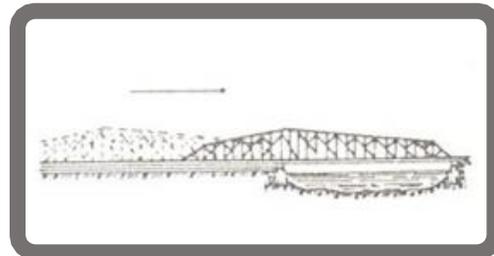
II) Giratorio:



III) Basculante:

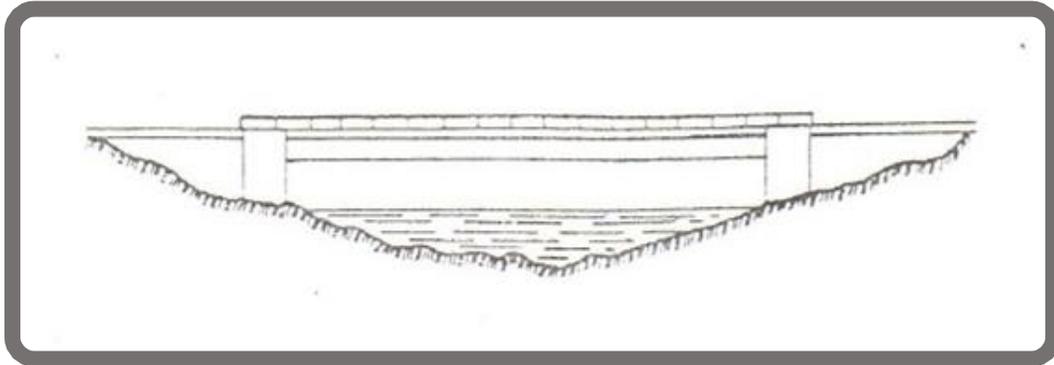


IV) Deslizante:

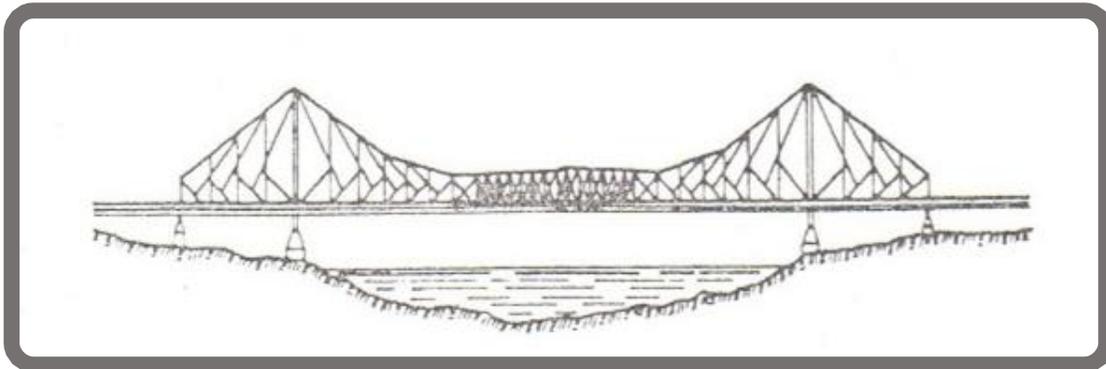


6) Por su comportamiento estructural:

a) Puente de tramos simplemente apoyados (Isostático):



b) Puente continuo (Hiperestático):



Por su parte la Dirección General de Conservación de Carreteras de la S.C.T. genera un programa carretero año con año el cual se centra en la modernización y el mantenimiento de carreteras y todas las estructuras que en estas se encuentran, otorgando prioridad a la red básica nacional y a la integración de los 10 ejes troncales principales con carreteras de altas especificaciones. Con este programa se busca ofrecer al público caminos más modernos y seguros, que permitan disminuir los tiempos de recorrido, los costos del transporte y la incidencia de accidentes carreteros.

Los principales objetivos de este programa son: modernizar y ampliar la red federal a fin de ampliar la cobertura de las carreteras de altas especificaciones; mejorar los accesos a ciudades, aeropuertos y puertos marítimos y fronterizos; propiciar la interconexión eficiente con otros modos de transporte y facilitar la continuidad en la circulación de los flujos vehiculares.

Dentro de las acciones de modernización se refieren a la ampliación de la sección transversal de una vía existente con objeto de ampliar su capacidad vehicular, de dos o cuatro carriles de circulación, por otra parte se tratan de desarrollar nuevas opciones de comunicación que mejoren las condiciones de operación y reduzcan la distancia y los tiempos de recorrido.

Para el caso de esta tesis se hará una modernización a la estructura ya existente siendo está el Puente Cadereyta, mediante la ampliación de sección del mismo, esto con el fin de poder contar con mayor capacidad de aforo, de dos carriles con los que cuenta actualmente a cuatro carriles.

La modernización del puente Cadereyta mediante la ampliación de sección se hace necesaria por el aumento de aforo vehicular sobre el puente, esto debido al desarrollo de la región y en específico al desarrollo del municipio de Cadereyta, como es bien sabido el desarrollo de una región conlleva un mayor consumo de recursos tanto naturales como recursos humanos por lo que los requerimientos de transporte aumentan considerablemente para satisfacer las necesidades actuales.

A continuación se presenta un contexto más amplio de la región, carretera y condiciones del puente Cadereyta para entender el por qué de la necesidad de modernización del puente.

1.1) Ubicación Geográfica de la Carretera Monterrey – Reynosa

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

Figura 2: VISTA SATELITAL DE LA REPÚBLICA MEXICANA.

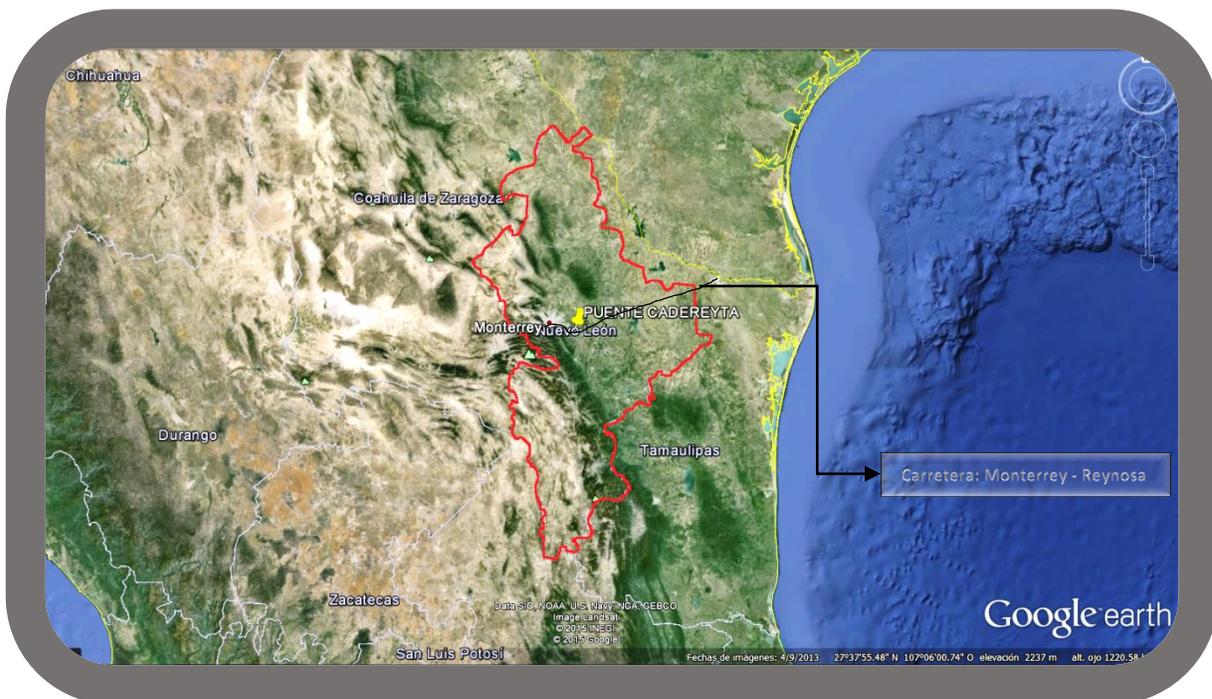
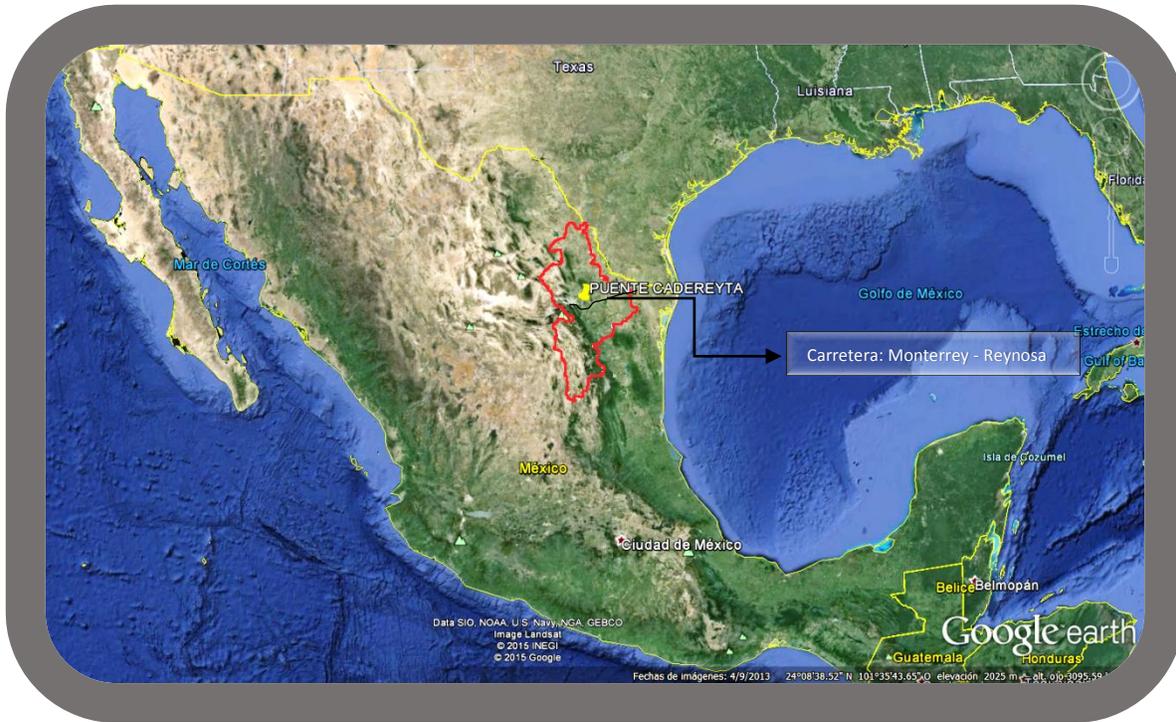


Figura 3: VISTA SATELITAL DEL ESTADO DE NUEVO LEÓN.

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

Figura 4: VISTA SATELITAL DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

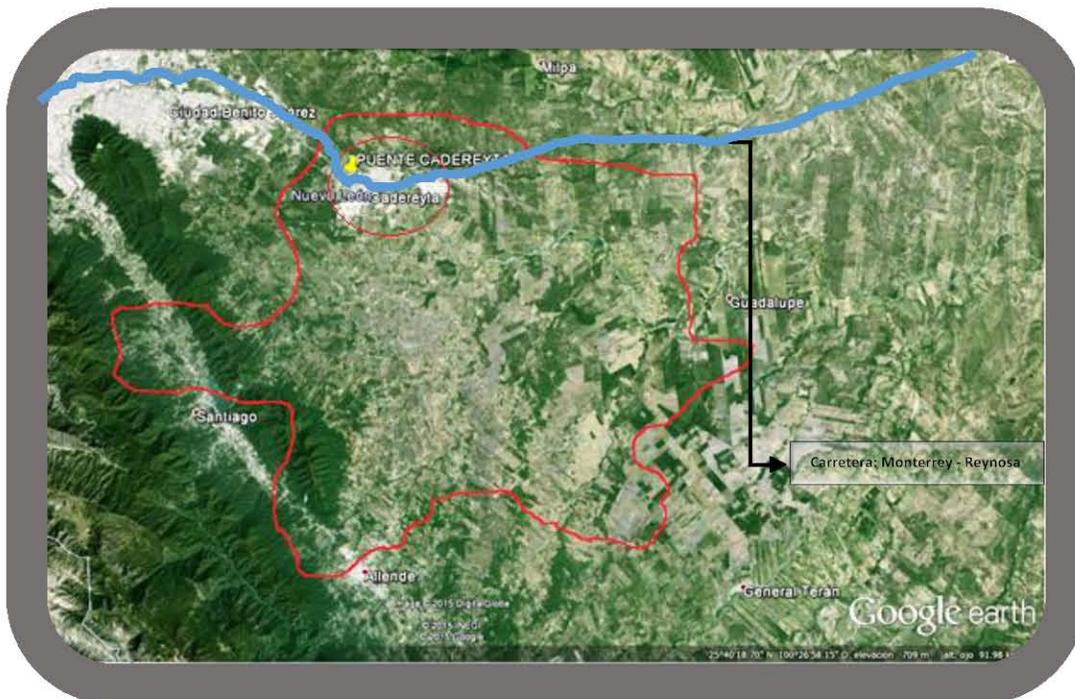
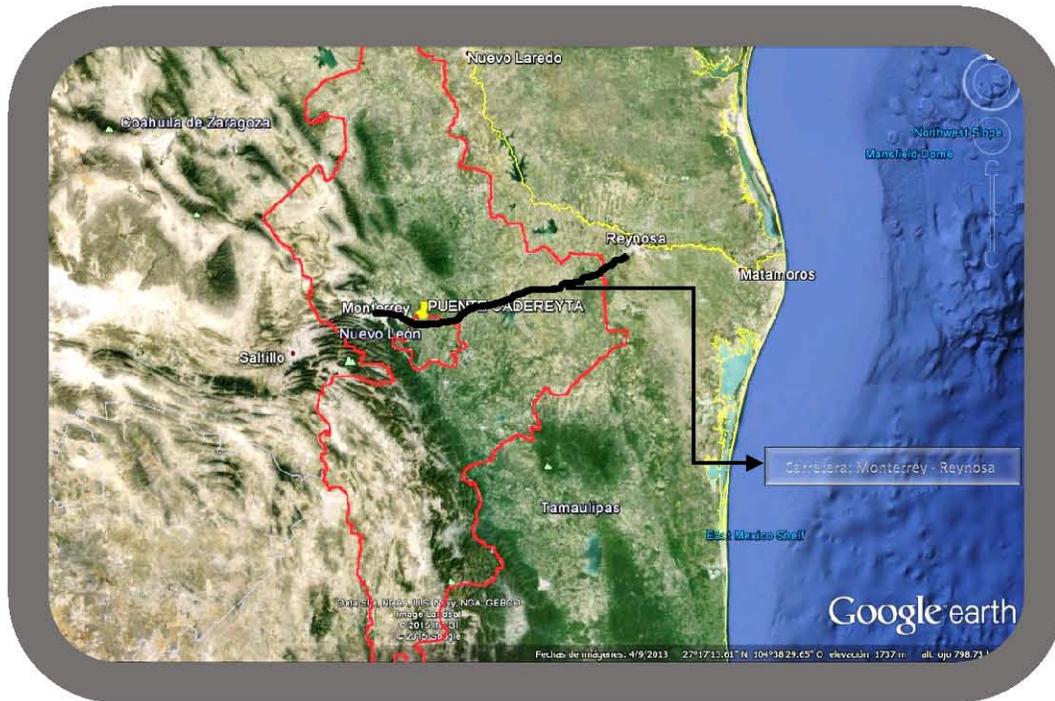


Figura 5: VISTA SATELITAL DE LA CIUDAD DE CADEREYTA.

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

Figura 6: VISTA SATELITAL DEL LIBRAMIENTO DE CIUDAD DE CADEREYTA.

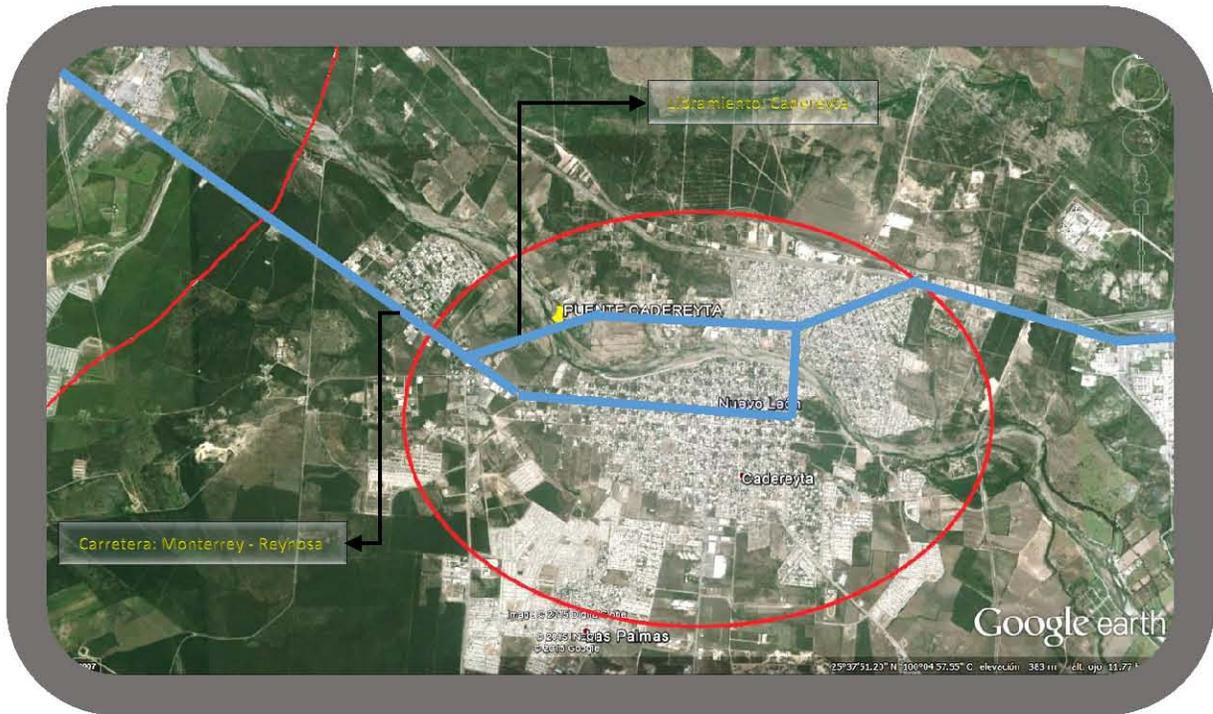


Figura 7: VISTA SATELITAL DEL PUENTE CADEREYTA.

CONTEXTO

Con la finalidad de tener un contexto más amplio de la región y la ciudad en donde se encuentra ubicado el puente a continuación se muestran datos relevantes del municipio en que se encuentra el puente Cadereyta y que son factor para la ejecución de la modernización del mismo.

Cadereyta Jiménez es uno de los 51 municipios que conforman el estado mexicano de Nuevo León, su ciudad cabecera lleva el mismísimo nombre. Se encuentra ubicado en la parte central del estado en las coordenadas: entre los paralelos 25° 42' y 25° 21' de latitud norte; los meridianos 99° 41' y 100° 11' de longitud oeste; altitud entre 300 y 1 300 m. Tiene colindancias al norte con los municipios de Juárez, Pesquería y Los Ramones; al este con los municipios de Los Ramones y General Terán; al sur con los municipios de Montemorelos y Allende; al oeste con los municipios de Santiago, Monterrey y Juárez.



Figura 8: DIVISIÓN MUNICIPAL DEL ESTADO DE NUEVO LEÓN.

Desde su fundación, Cadereyta Jiménez, se ha distinguido por ser un municipio eminentemente agrícola y ganadero, con el paso del tiempo y por la excelente ubicación de la ciudad se fueron desarrollando nuevas industrias, floreciendo con gran éxito la fabricación de escobas, por eso a nivel nacional e internacional se distingue como "La Capital Escobera de México", lo cual fue gracias a la introducción del ferrocarril, hecho por el señor Joseph Andrew Robertson.

Dentro del municipio de Cadereyta Jiménez se ubica la refinera de Cadereyta, localizada a 40 kilómetros de Monterrey y siendo ésta una de las más grandes del noroeste de México, ya que abastece de gasolina a Nuevo León, Tamaulipas y Coahuila.

Para el traslado del combustible es necesario cruzar por la ciudad de Cadereyta, teniendo como consecuencia mayores emisiones de gases contaminantes, ruido, desgaste de vehículos, costos y tiempos mayores en la transportación de combustibles además de ser de gran riesgo para la población de Cadereyta.

Estas son algunas de las razones por las que para evitar cruzar la ciudad de Cadereyta los transportistas optan por cruzar el libramiento donde se ubica el Puente Cadereyta lo que libera el flujo vehicular dentro de la ciudad de Cadereyta.

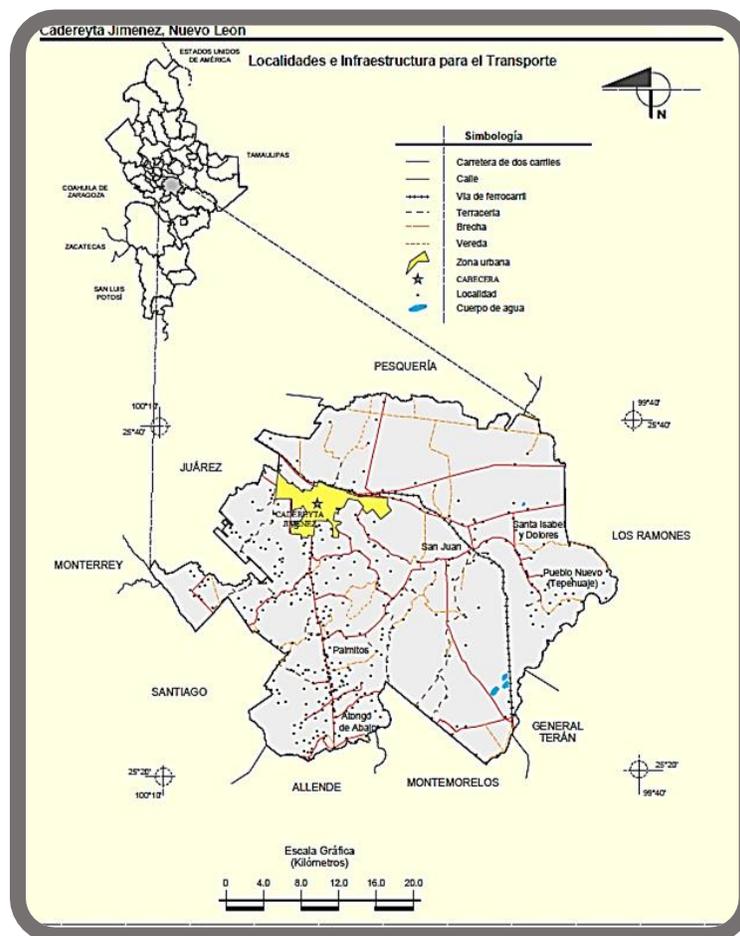


Figura 9: LOCALIDADES E INFRAESTRUCTURA PARA EL TRANSPORTE EN CADEREYTA.

Geografía

El municipio de Cadereyta Jiménez posee una extensión territorial de 1.004,5 kilómetros cuadrados. Su orografía consiste en un suelo irregular, sin embargo, está formado por planicies más o menos grandes, colinas, lomeríos y algunas pequeñas depresiones. Algunos de los más conocidos son: Lomas cuatas, Loma del Toro, El Alcahuete, Loma del Gato, El Fraile. En la zona norte: El bordo Bayo, loma de Tía Melchora, El Calvario, loma de Las Cruces, Los Cerritos, loma Larga, Las Montiosas y El Cerrito.

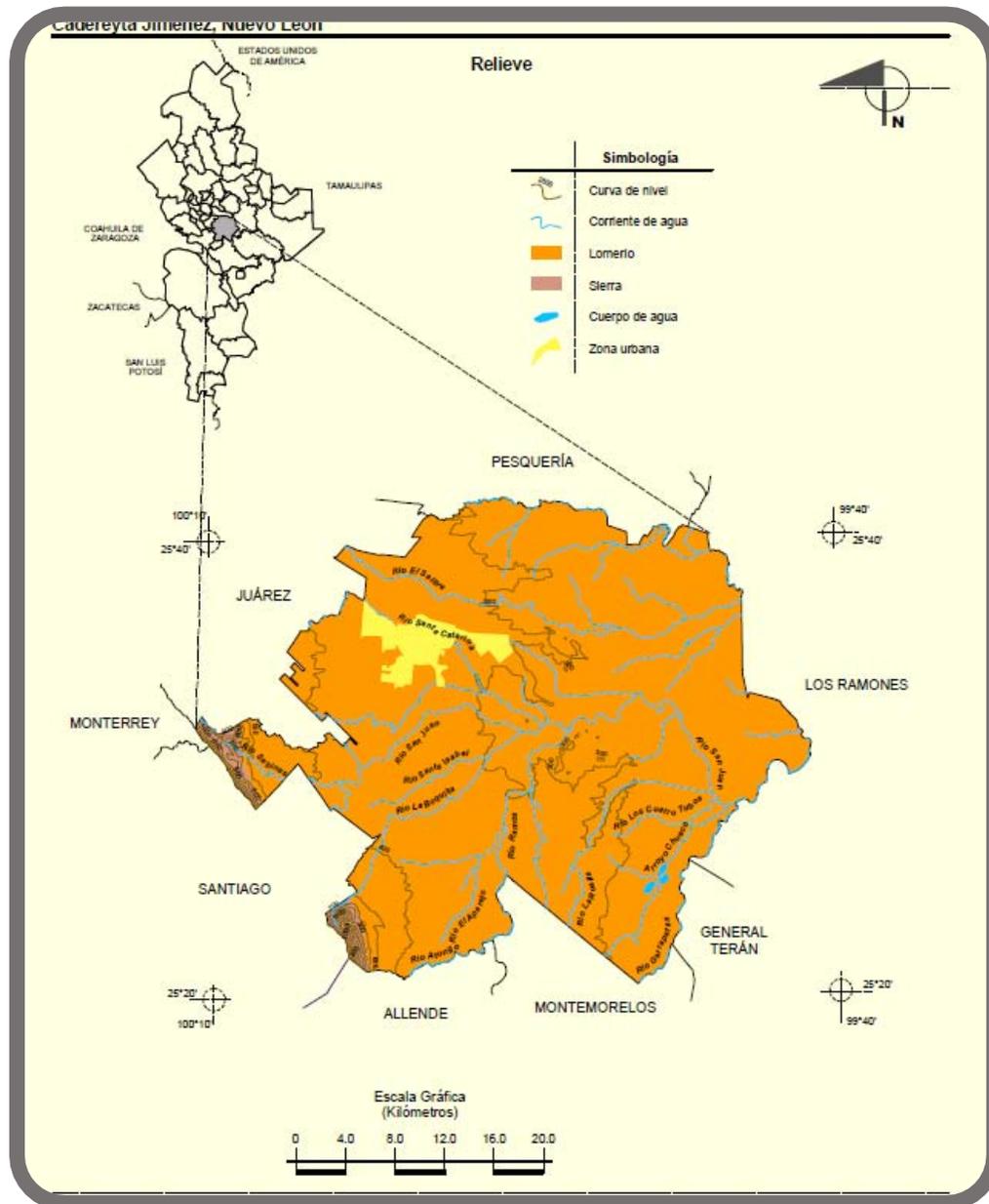


Figura 10: RELIEVE DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Clima

El clima de la ciudad de Cadereyta es semicálido subhúmedo con lluvias escasas todo el año (94%), semiseco subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (5.5%) y semiseco subhúmedo con lluvias en verano de humedad media (0.5%). Tiene un rango de temperatura 20 – 24°C y un rango de precipitación 600 - 900 mm.

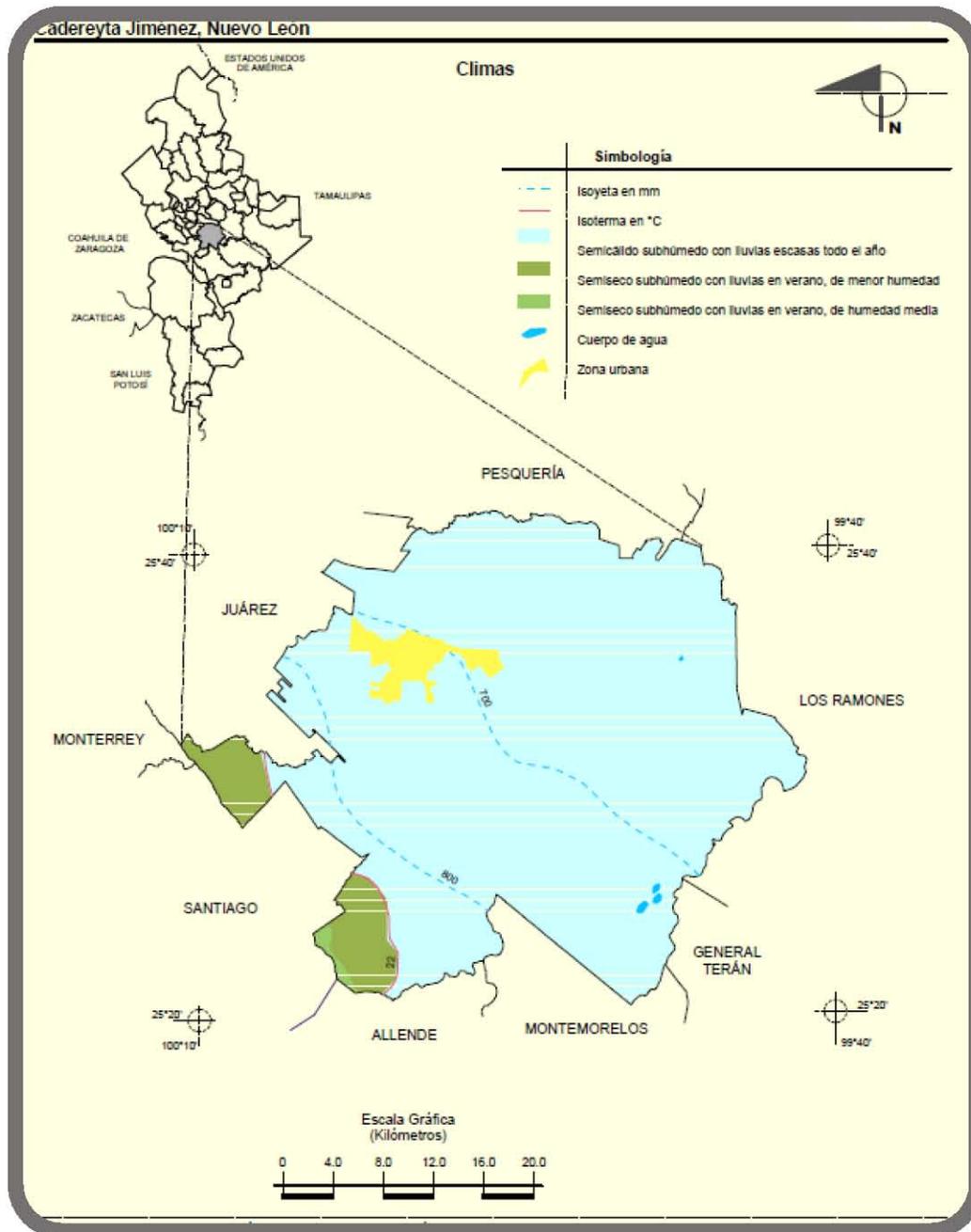


Figura 11: CLIMAS DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Geología

En el municipio de Cadereyta las clases de roca predominantes son las siguientes: Periodo Cretácico (48%), Cuaternario (36%), Neógeno (15%) y Jurásico (1%), roca sedimentaria: lutita (46%), conglomerado (15%), caliza (1.5%), lutita-arenisca (1%) y caliza-lutita (0.5%) y tiene un porcentaje de suelo aluvial (36%).

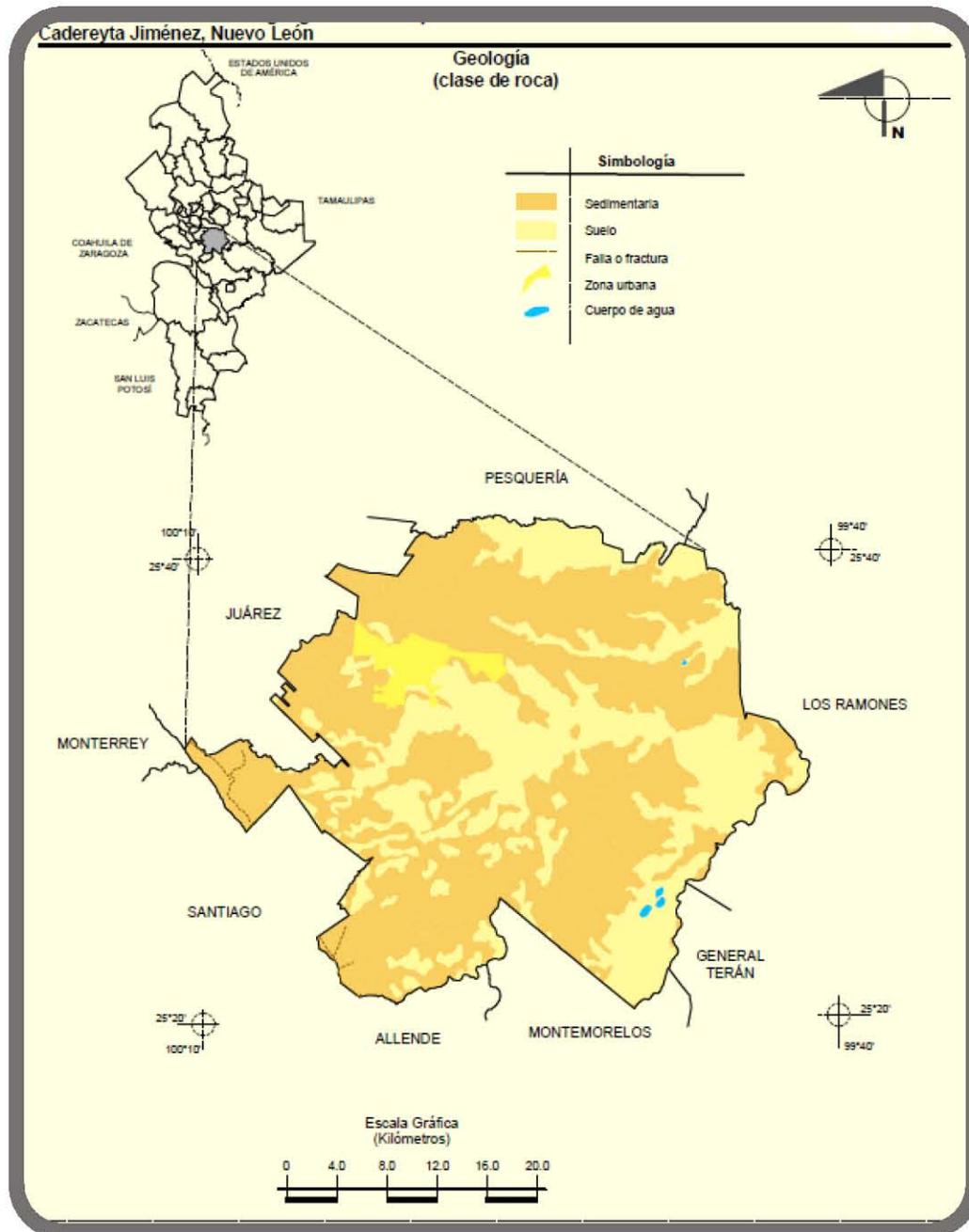


Figura 12: GEOLOGÍA DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Edafología

En el municipio de Cadereyta el suelo dominante vertisol (49.7%), leptosol (11.1%), phaeozem (10.2%), chernozem (9.8%), kastafozem (7.9%), regosol (6.5%), fluvisol (1.6%), zona urbana (no aplicable) (1.4%), calcisol (9.9%) y luvisol (0.9%).

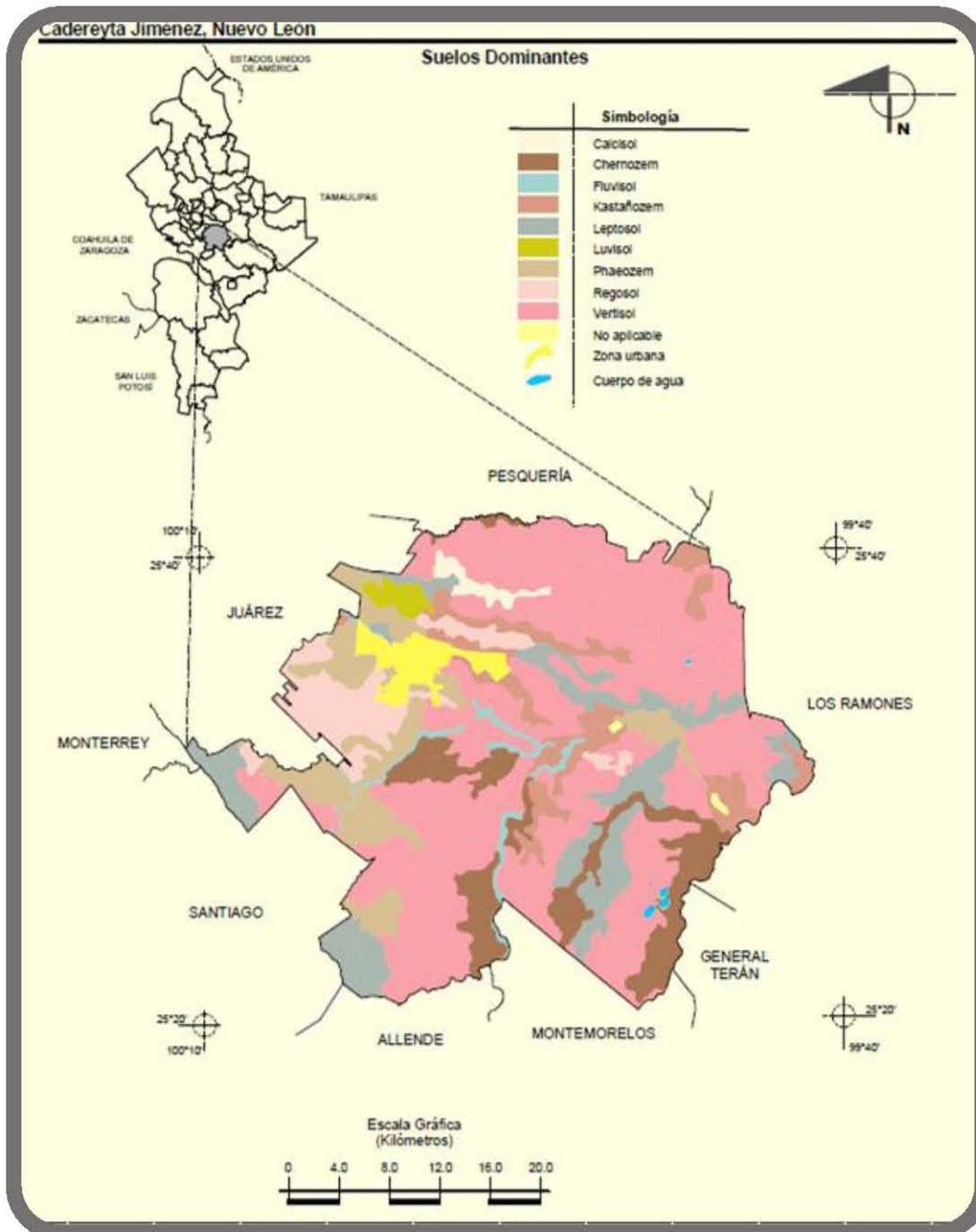


Figura 13: SUELOS DOMINANTES DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Uso del suelo y vegetación

En el municipio de Cadereyta el uso del suelo está distribuido de la siguiente forma:

- Agricultura es de 50% (585.5 km²)
- Zona urbana 1% (33.64 km²)
- Vegetación Matorral 33% (230.02 km²)
- Pastizal 15% (185.23 km²)
- Bosque 1% (9 km²)

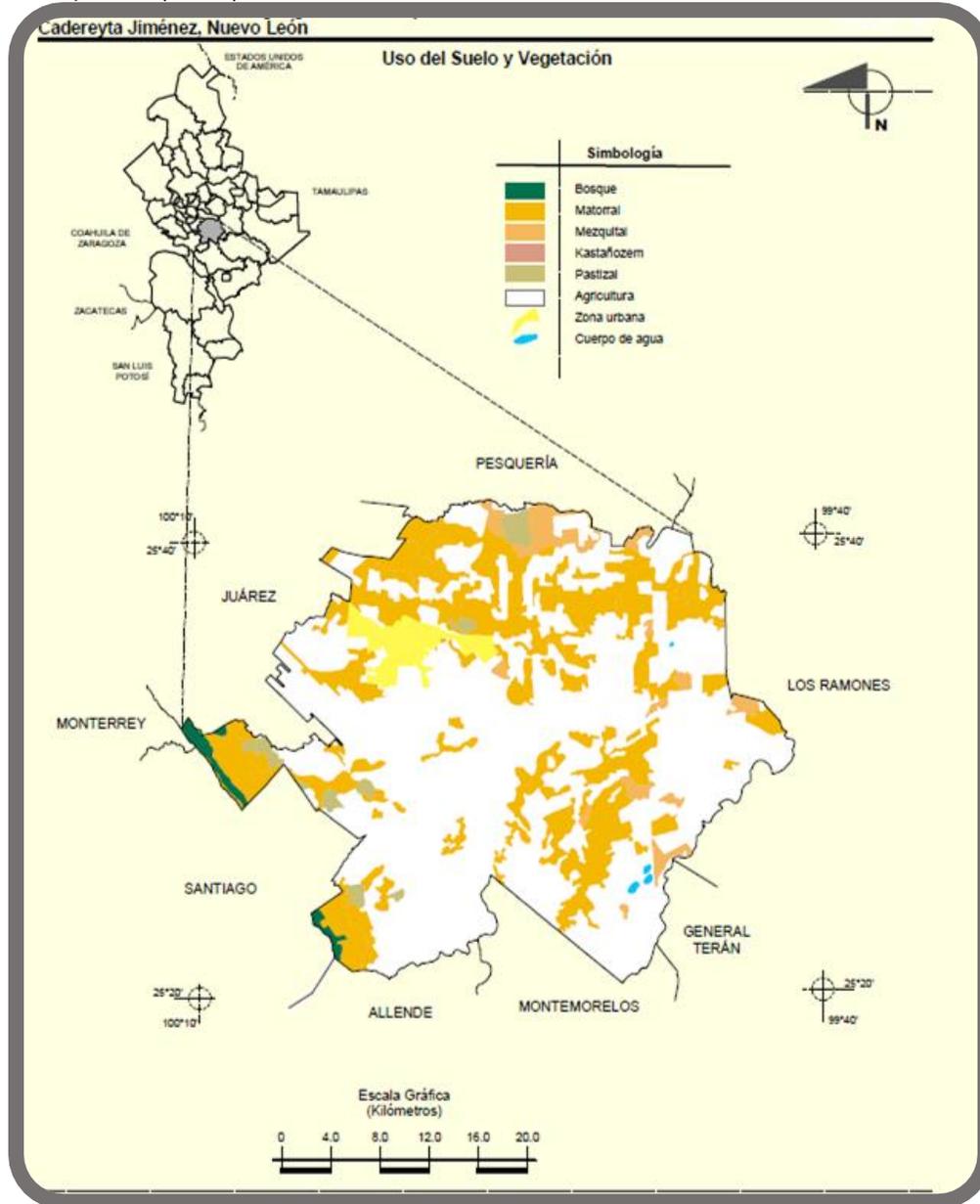


Figura 14: USO DE SUELO Y VEGETACIÓN DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Hidrografía

El municipio de Cadereyta está dentro de la región hidrológica Bravo-Conchos (100%), dentro de la cuenca R. Bravo-San Juan (100%) y Subcuenca del Río San Juan (50%), Río Pesquería (26%), Río Ramos (16%) y Río Monterrey (8%).

Las principales corrientes de agua son:

Perennes: Río Sabinas, Río San Juan, Río Santa Catarina (río en el cual se encuentra el Puente Cadereyta), Río Atongo, Río Ramos, Río Garrapatas y Río Ayancual.

Intermitentes: Río Los Sabinos, Río El Pílon Viejo, Río Carrizalejo, Arroyo Chueco, Río El Salitre, Río Santa Isabel, Río La Boquilla, Río Los Cuatro Tubos y Arroyo Salado.

La superficie total de cuerpos de agua es de: 1.42 km².

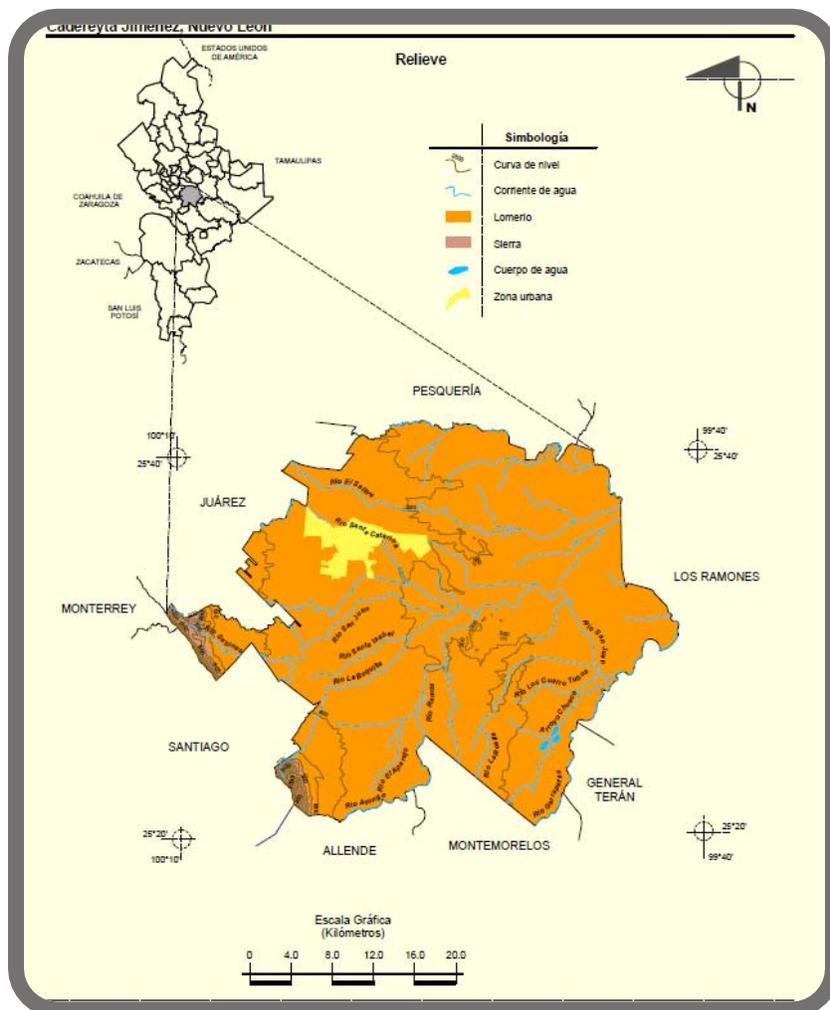


Figura 15: HIDROGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE CADEREYTA.

Agricultura

Se cultiva: maíz, frijol, trigo, cebada, espiga para escoba, sorgo forrajero, mijo, naranja, mandarina, toronja y hortalizas. El comercio se desarrolla en gran escala, notándose un incremento en tiempos de producción agrícola. Cadereyta ocupa uno de los primeros lugares del estado en producción de cítricos.

En Cadereyta la superficie sembrada total es de: 21,794 ha.

Ganadería

Setenta mil cabezas de ganado vacuno, equino, lanar, porcino y caprino pastan en 39 252 hectáreas. Asimismo la crianza de pollos es una de las actividades más fuertes del municipio en este ramo.

En Cadereyta el volumen de la producción anual de carne en conjunto de bovino, porcino, ovino, caprino y gallináceas es de: 11,998 ton.

Industria

Se fabrican 75,000 mil decenas de escobas de mijo al mes, el 75 % se exporta al extranjero y el resto cubre el abasto del mercado nacional. La refinería de petróleos mexicanos “Héctor R. Lara Sosa” cubre las necesidades energéticas del noroeste de México, principalmente de las industrias nuevoleonasas, coahuilenses y chihuahuenses, parcialmente el de la tamaulipeca y duranguense.

Turismo

El principal atractivo de Cadereyta lo constituyen los ríos San Juan y Ramos, a donde pobladores y visitantes acuden los días de fiesta y fines de semana.

Servicios

Se cuenta con restaurantes, reparación de vehículos, asistencia médica, asesoría profesional, limpia y funeraria.

Transportes, correos y almacenamiento

En Cadereyta los automóviles registrados en circulación son 28 160 unidades.

Los vehículos de motor registrados en circulación (excluye motocicletas) son: 45 394 unidades.

Los camiones y camionetas para carga registrados en circulación son: 17 017 unidades.

Los camiones de pasajeros registrados en circulación son: 217 unidades.

La longitud de la red carretera es de: 316 km.

Población

En Cadereyta la población total es de 86 445 hab. Para el año 2010.

Natalidad

En Cadereyta los nacimientos en 2012 fueron de: 1 848 nacimientos.

Seguridad vial

En Cadereyta los accidentes de tránsito terrestre en zonas urbanas y suburbanas en 2013 fueron 825.

Los accidentes de tránsito fatales en 2013 fueron 7.

El porcentaje de accidentes de tránsito terrestre fatales en 2013 fue de 0.85 %.

En resumen se puede observar que el municipio de Cadereyta y en especial la ciudad de Cadereyta tiene una importante función en el desarrollo económico de la región debido a su principal sector económico que es la industria. En esta ciudad está ubicada una refinería de petróleo de PEMEX y la mayor producción de escobas a nivel nacional, por ende la necesidad de servicios y materias primas van en acenso lo que conlleva una creciente demanda de medios, vías y servicios de transporte.

Es por esta razón que se requiere de mayor infraestructura en materia de vías de comunicación, ya sea en creación de nuevas rutas o como es el caso del puente Cadereyta una modernización que permita tener un mayor aforo vehicular que es el objetivo de esta tesis.

1.2) Especificaciones de la Carretera Monterrey – Reynosa

Red Carretera

En México la red carretera es la infraestructura de transporte más utilizada los casi 370 mil kilómetros de vialidades interurbanas de que dispone México se integran por autopistas, carreteras, caminos y brechas que permiten la conectividad entre prácticamente todas las poblaciones del país.

La red nacional está conformada en números redondos por 50 mil kilómetros de carreteras de jurisdicción federal; de las cuales casi 8 mil son autopistas de cuota, así como por aproximadamente 80 mil km de carreteras estatales, 170 mil km de caminos rurales y poco más de 70 mil km de brechas mejoradas.

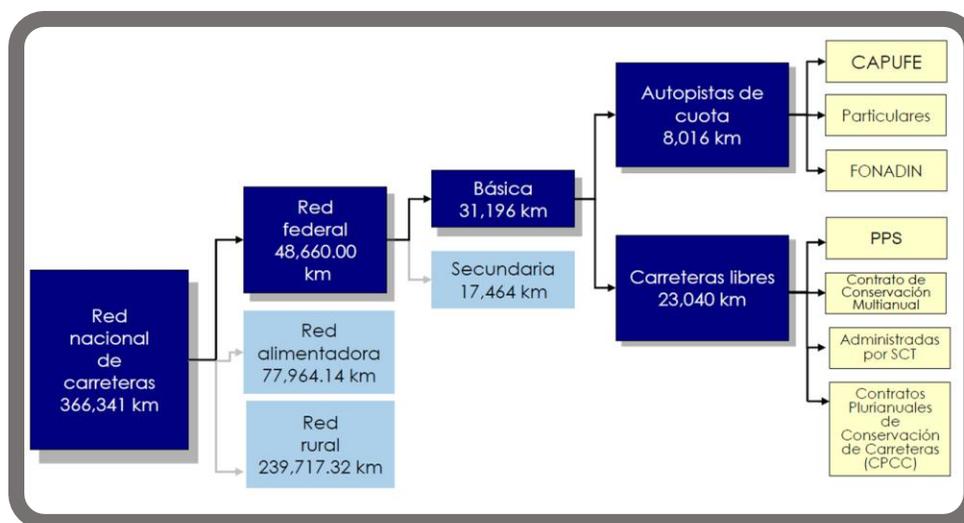


Figura 16:-CLASIFICACIÓN DE RED NACIONAL DE CARRETERAS.

Esta red nacional, se clasifica también en 5 categorías por sus características geométricas, especificaciones de diseño, equipamiento, señalización y número de carriles totales. El nivel más alto corresponde a la denominación de Eje Troncal de Transporte o ET; en segundo lugar se ubica la categoría A destinada a las Autopistas, a la cual sigue la categoría B, asignada a las carreteras de la denominada red primaria. Estas 3 categorías se subdividen en cada caso, por el número de carriles de circulación de que disponen, ya sean de 2 carriles o bien de 4 o más, por lo que a las letras de cada categoría se adiciona el número 2 o el 4 para identificar esa característica (ET4, ET2, A4, A2, etc.).

Las dos categorías restantes corresponden a carreteras de 2 carriles ya sean tipo C (red secundaria) o bien tipo D (red alimentadora). La nomenclatura mencionada se emplea dentro del Reglamento de Peso y Dimensiones para clasificar a las carreteras federales, como base para determinar su capacidad máxima de carga permitida, por clase de unidad integral o de combinaciones articuladas de vehículos de tracción y arrastre, que son empleadas para el transporte de mercancías por el territorio nacional, donde las ET corresponden a las de mayor capacidad, mientras que las D son las que menores tonelajes soportan.

Por otra parte, dentro de la red federal de 50 mil km y atendiendo a la densidad del tráfico de mercancías y pasajeros que anualmente registran, así como por la importancia de las zonas metropolitanas, los nodos de producción, los de actividades logísticas y los de consumo que enlazan, se han identificado 14 corredores carreteros principales, los cuales en conjunto suman casi 20 mil kilómetros a lo largo de diversos ejes longitudinales norte-sur y transversales este-oeste. Últimamente se ha agregado uno a esta lista el corredor costera pacifico que recorre la costa del océano pacifico, desde el estado de Sinaloa hasta Chiapas.

Los corredores son:

- 1) México-Guadalajara-Hermosillo-Nogales, con ramal a Tijuana
- 2) México-San Luis Potosí-Nuevo Laredo, con ramal a Piedras Negras
- 3) Querétaro-Aguascalientes-Zacatecas-Cd. Juárez
- 4) Acapulco-México
- 5) Puebla-Progreso
- 6) Mazatlán-Durango-Salttillo-Monterrey-Matamoros
- 7) Manzanillo-Guadalajara-San Luis Potosí-Tampico, con ramal a Lázaro Cárdenas
- 8) Acapulco-Puebla-Veracruz
- 9) Veracruz-Monterrey, con ramal a Matamoros
- 10) Transpeninsular de Baja California
- 11) Corredor del Altiplano
- 12) Puebla-Cd. Hidalgo
- 13) Circuito Transístmico
- 14) Circuito Turístico de la Península de Yucatán
- 15) Costera Pacífico

Estos corredores comunican a todas las capitales estatales, las principales concentraciones metropolitanas, las ciudades medias, los puertos marítimos de relevancia y los accesos a los puentes fronterizos internacionales de mayor movimiento tanto con los Estados Unidos en el norte, como con Belice y Guatemala en el sur del país.

Además de su impacto socio-económico en la integración del territorio, la definición de estos corredores ha permitido dar prioridad a las inversiones federales en la materia en los últimos sexenios, tanto para la modernización de algunos tramos faltantes, como para elevar sus especificaciones y niveles de seguridad.

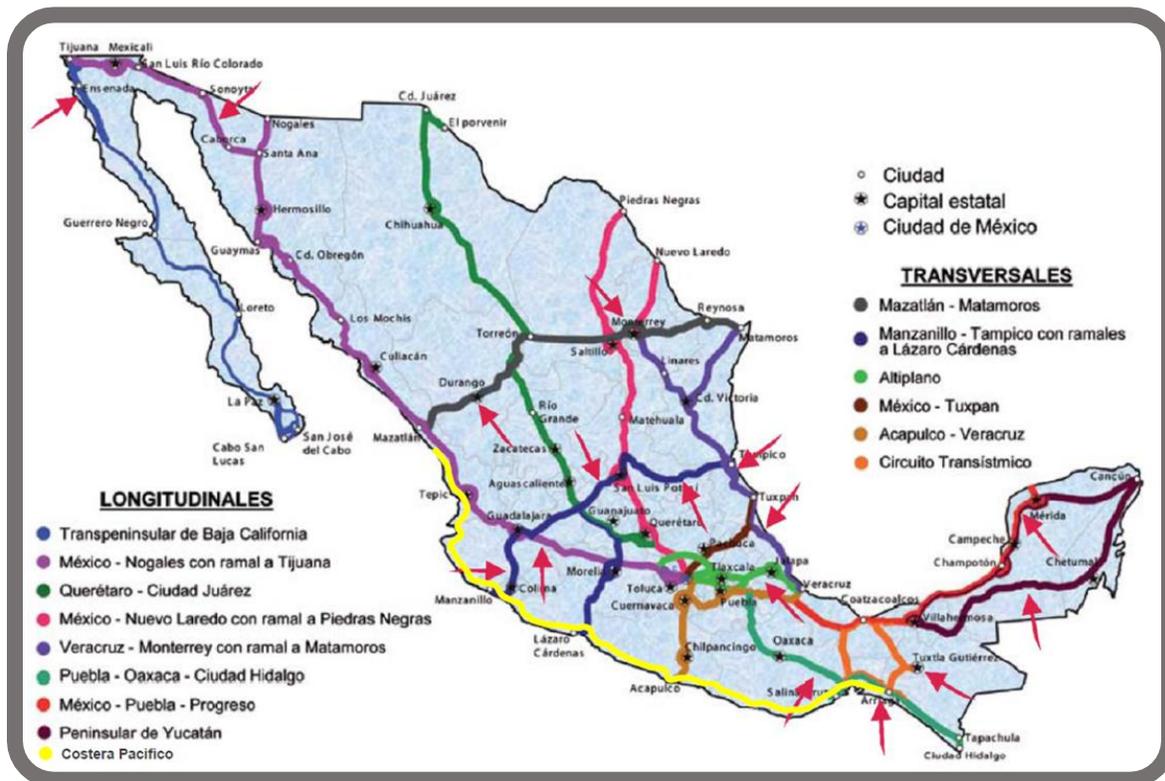


Figura 17: CORREDORES CARRETEROS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

Carretera Monterrey – Reynosa

La carretera Monterrey – Reynosa está dentro del corredor carretero Mazatlán – Matamoros, el cual como su nombre lo dice comunica de manera eficiente estas dos ciudades. También conecta básicamente el océano pacifico con el golfo de México, lo que es de gran importancia en la zona norte del país debido a que impulsa el desarrollo económico y optimiza el transporte de bienes, servicios y personas entre estos lugares.

En el caso de esta tesis nos enfocaremos a un tramo del corredor carretero Mazatlán – Matamoros el cual es la carreta Monterrey – Reynosa y siendo más específicos en el libramiento poniente de la ciudad de Cadereyta en donde se ubica el puente Cadereyta.

La carretera Monterrey - Reynosa recorre una distancia de 218 km. y es denominada carretera MEX – 040 y puede ser clasificada como una A2. Esta carretera con inicio del cadenamiento en la ciudad de Monterrey recorre transversalmente el estado de Nuevo León, pasando por ciudades y pueblos importantes de este estado; los cuales son: Ciudad Benito Juárez, Cadereyta, China y General Bravo hasta llegar a la ciudad fronteriza de Reynosa ubicada en el estado de Tamaulipas. Esta carretera tiene un ancho de calzada de 7 m; es decir, dos carriles de 3.50 m para cada sentido y tiene dos acotamientos exteriores de 2.50 m. lo que en total da una sección transversal de 12 m.

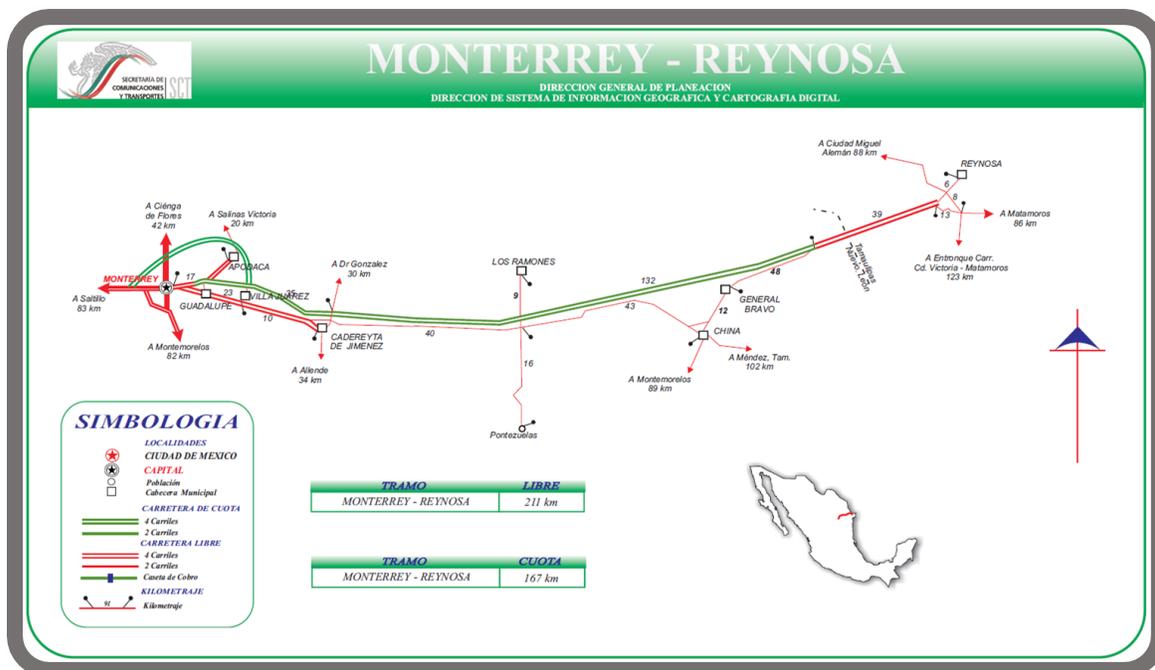


Figura 18: CARRETERA MONTERREY REYNOSA.

Libramiento Poniente de Cadereyta

Una de las ciudades que recorre la carretera Monterrey – Reynosa es la ciudad de Cadereyta en donde se ubica el puente Cadereyta y más específicamente en el libramiento Poniente de Cadereyta. Si el usuario requiere transitar dicho libramiento es necesario pagar una caseta ubicada en el kilómetro 29+950 por el derecho de tránsito del Puente Nacional No. 40 Cadereyta.

Al transitar por dicho libramiento se evita cruzar la zona urbana de la ciudad sin embargo se tiene que librar el Río Santa Catarina ubicado en el kilómetro 28+600 en donde se ubica el puente Cadereyta.

El libramiento poniente de Cadereyta tiene una longitud de 2.9 km; comienza en la carretera Monterrey – Reynosa, en el kilómetro 27+600 y termina en la intersección con la carretera Cadereyta – Allende, en el kilómetro 30+500

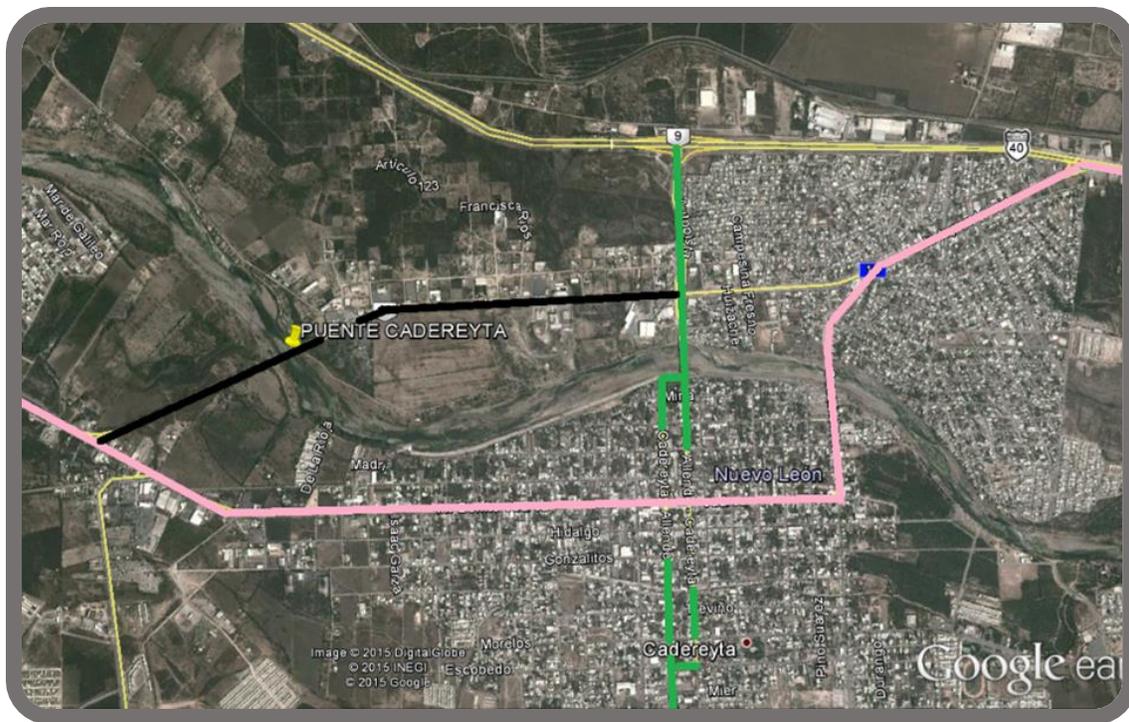


Figura 19: CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL LIBRAMIENTO PONIENTE DE CADEREYTA.

En esta imagen podemos observar el recorrido de la carretera Monterrey – Reynosa en color rosa, el recorrido de la carretera Cadereyta – Allende en color verde y el Libramiento Poniente de Cadereyta en color Negro en donde se ubica el puente Cadereyta.

El Libramiento Poniente de Cadereyta da servicio a un tránsito promedio diario anual de 6 000 vehículos, con una composición de vehículos tipo A de 58.9%, tipo B de 6% y tipo C de 35.1%.

Las características geométricas obedecen a una carretera A2 de acuerdo con las especificaciones de las normas de servicios técnicos de la SCT, el ancho de la calzada es de 7 m y con 1 carril de 3.50 m por cada sentido; el ancho total de corona será de 12.00 m con acotamientos de 2.50 m exteriores. Todo el ancho total está dentro de un derecho de vía de 40 m.

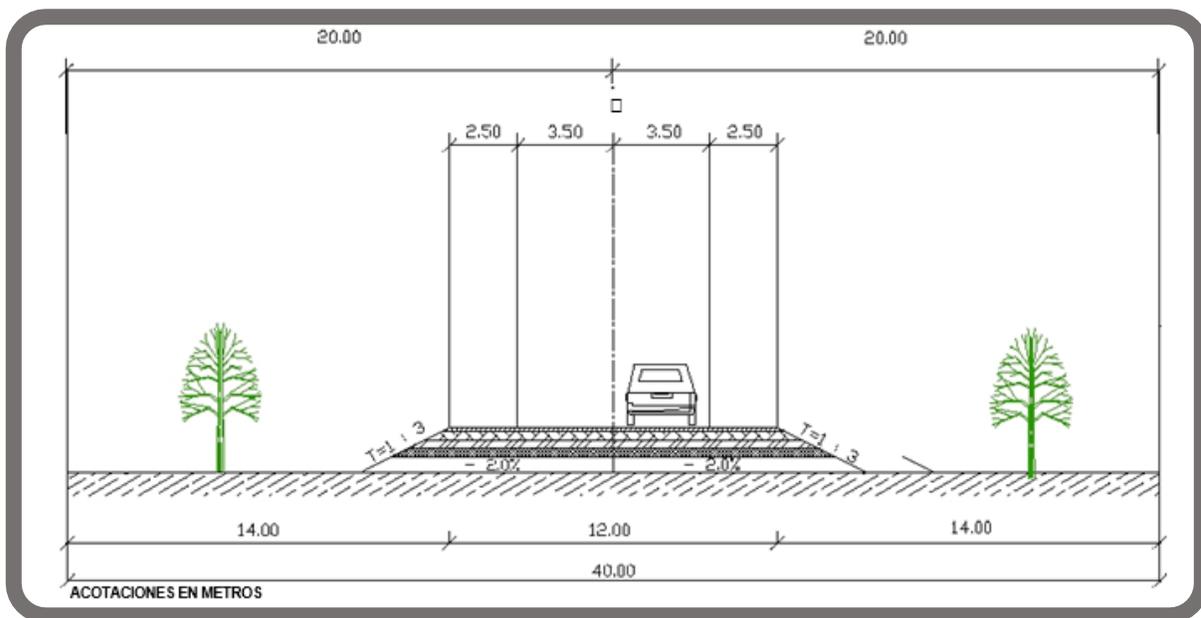


Figura 20: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL LIBRAMIENTO PONIENTE DE CADEREYTA.

1.3) Datos Generales del Puente Cadereyta

El Puente Nacional No. 40 Cadereyta está ubicado en el Libramiento Poniente de Cadereyta en las coordenadas: 25°36'01.02" N, 100°01'06.07" O. El kilometraje al centro del puente es 028+064 de la carretera Monterrey – Reynosa. El puente originalmente se denominó puente "Santa Catarina" debido a que este es el río que libra y fue construido en el año de 1965 por la Secretaría de Obras Públicas.

Superestructura

La superestructura del puente Cadereyta está formada por cinco claros o tramos simplemente apoyados de: 35.52 m, 35.62 m, 35.72 m, 35.54 m y 35.58 m respectivamente, para una longitud total de 178 m. Cada uno de los tramos cuenta con cinco diafragmas de concreto reforzado, dos extremos y tres intermedios en cada claro.

El puente cuenta con tres juntas de dilatación tipo MEX-T-50 de 6 cm. de longitud, dos extremas y una intermedia ubicada sobre la pila número cuatro; usualmente en los puentes se tienen juntas de dilatación en la superestructura a la altura de cada apoyo pero en el caso del puente Cadereyta los primeros tres claros y los últimos dos son continuos, esto quiere decir que en estos dos juegos de claros la superestructura (trabes, losa y banquetas) están unidos y trabajan como un solo elemento.

La superestructura es a base de losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor con un refuerzo de sobrelosa de concreto reforzado de 15 cm de espesor con banquetas de 0.73 m de ancho y parapeto de concreto hidráulico con pasamanos de concreto hidráulico. Las losas están apoyadas sobre dos nervaduras de concreto reforzado de 2.32 m de peralte y 26 cm de ancho, cabe mencionar que las nervaduras fueron reforzadas en el año 2002. Se les colocó dos tipos de refuerzo: refuerzo por momento y refuerzo por cortante.

El refuerzo por momento consistió en colocarles a cada una de las nervaduras dos cables de presfuerzo longitudinal de 3" de diámetro. Dichos cables fueron postensados en los extremos de los dos juegos de claros, el primer juego de los primeros tres claros y el segundo juego de los dos últimos claros. El refuerzo por cortante consistió en la colocación de cables de acero de 1" de diámetro alrededor de las nervaduras los a lo largo de todo el puente para ayudar a resistir los esfuerzos por cortante.

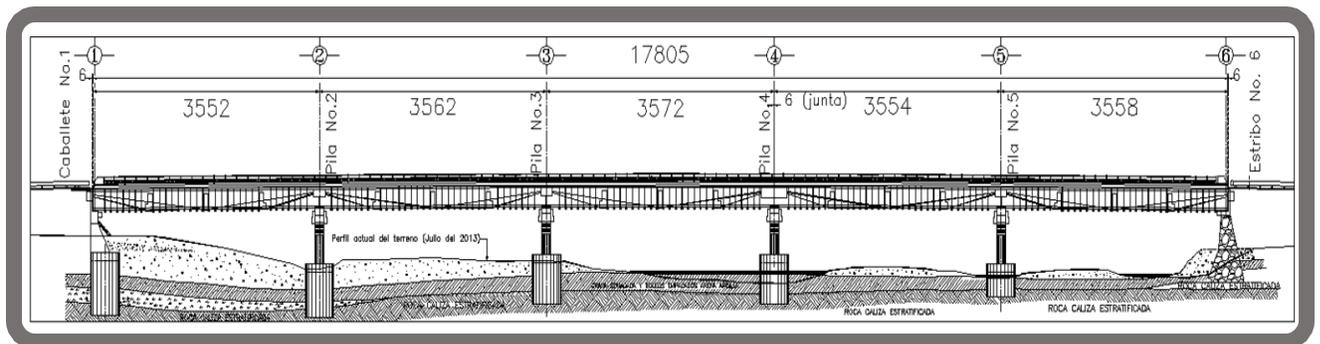


Figura 21: CROQUIS GEOMÉTRICO DEL PUENTE CADEREYTA.

El ancho total de la superestructura es de 9.50 m los cuales están divididos en: dos banquetas de 0.73 m de ancho y una calzada de 8.04 m de ancho que a su vez se divide en dos carriles de tránsito, uno por cada sentido de circulación, con un ancho de 6.98 m y dos acotamientos extremos, uno de 0.58 m y otro de 0.48 m de ancho.

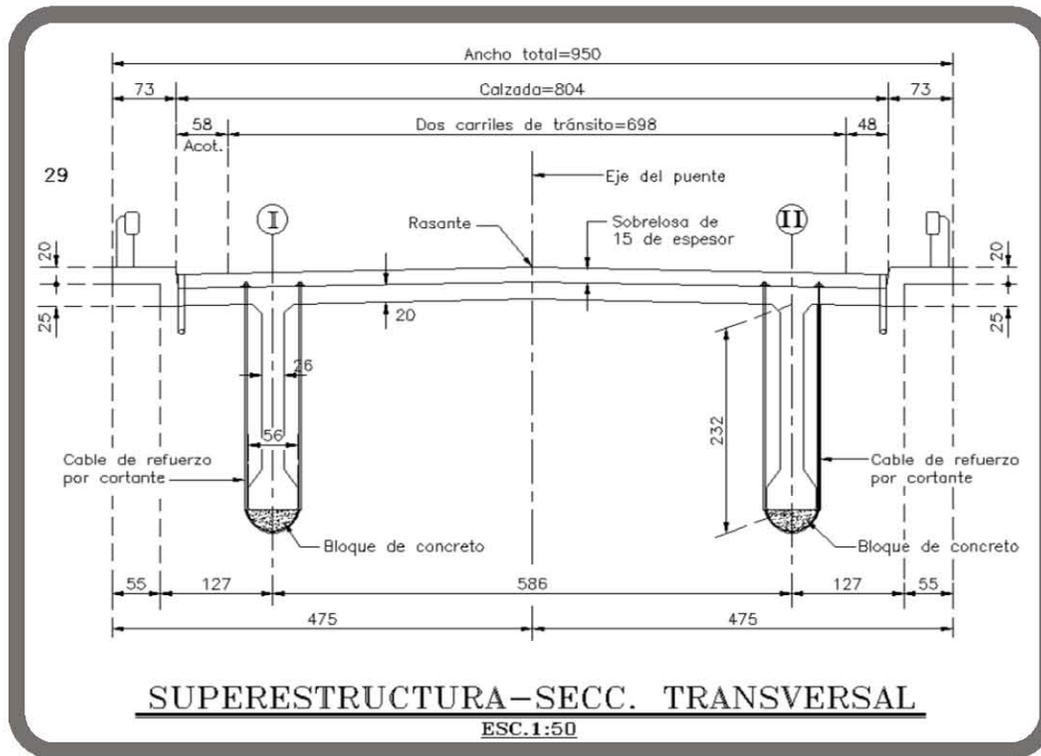


Figura 22: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE CADEREYTA.

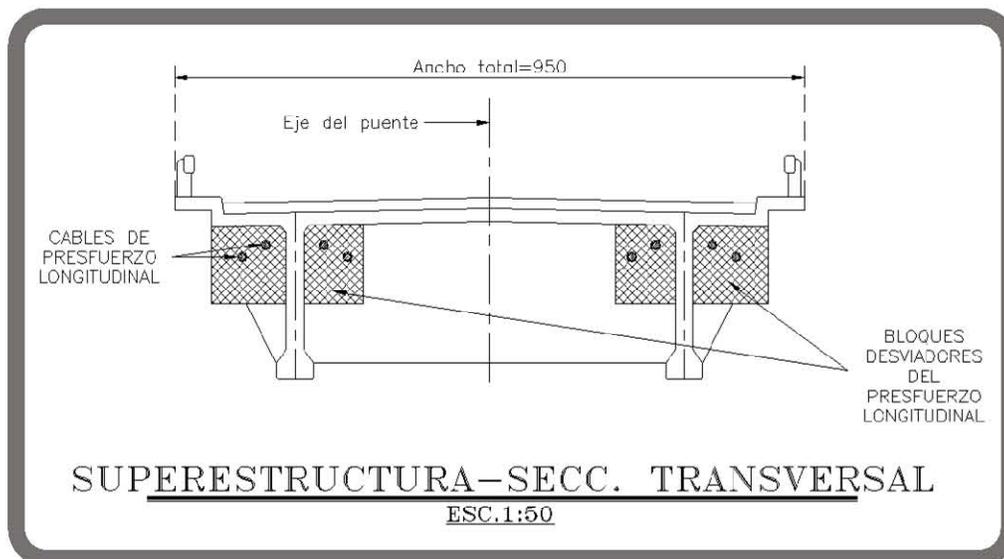


Figura 23: SECCION TRANSVERSAL QUE MUESTRA REFUERZO LONGITUDINAL.

Subestructura

En el caso del puente Cadereyta se tienen tres tipos diferentes de subestructura, el primer tipo está ubicado en el apoyo número uno, y se trata de un caballete que consta de dos columnas de concreto reforzado de sección circular de 80 cm de diámetro y 5.50 m de altura, desplantadas sobre un cilindro de cimentación y un cabezal de concreto reforzado de 7.40 m de largo por 1.50 m de alto por 1 m de ancho mismo que tiene un diafragma de 9.67 m de largo por 3.14 m de alto por 30 cm de espesor, orejas de sección variable por 3 m de largo por 30 cm de espesor, dos bancos de apoyo para las nervaduras de 70 cm de largo por 66 cm de ancho por 42 cm de espesor y dos toques sísmicos de 42 cm de alto por 50 cm de ancho por 1 de largo.

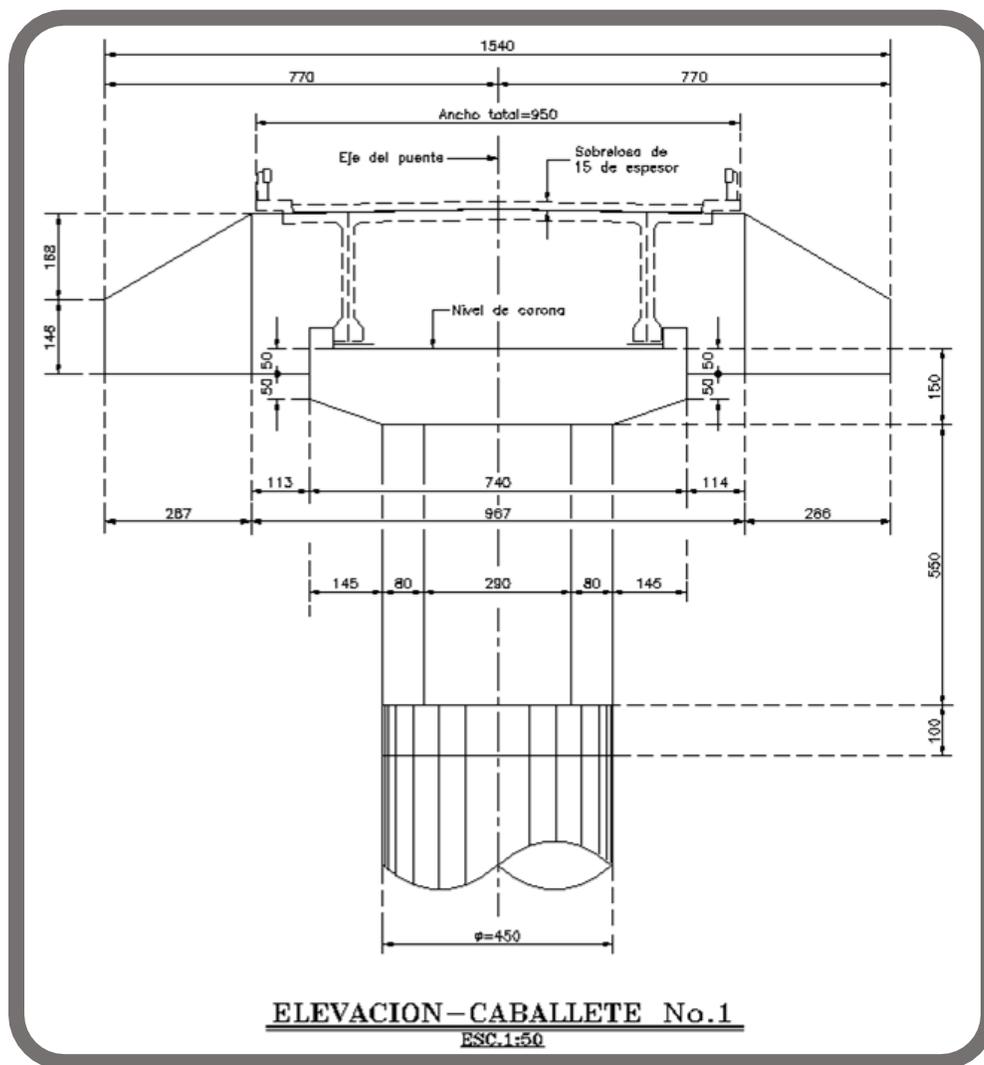


Figura 24: SECCIÓN DEL CABALLETE No. 1.

El segundo tipo de subestructura está en los apoyos No. 2, 3, 4 y 5, es a base de pilas que constan de una columna de concreto reforzado de sección circular de 1.40 m de diámetro con una altura de 3.50 m en la pila No. 2 y pila No. 5 y de 2.50 m en la pila No. 3 y pila No. 4. Los cabezales de las pilas son de sección variable de concreto reforzado y miden 7.42 m de largo por 2.40 m de alto por 1.40 m de ancho con bancos de apoyo de 77 cm de alto por 63 cm de ancho por 1.40 m de largo y topes sísmicos de 1m de alto por 72 cm de ancho por 1.40 de largo.

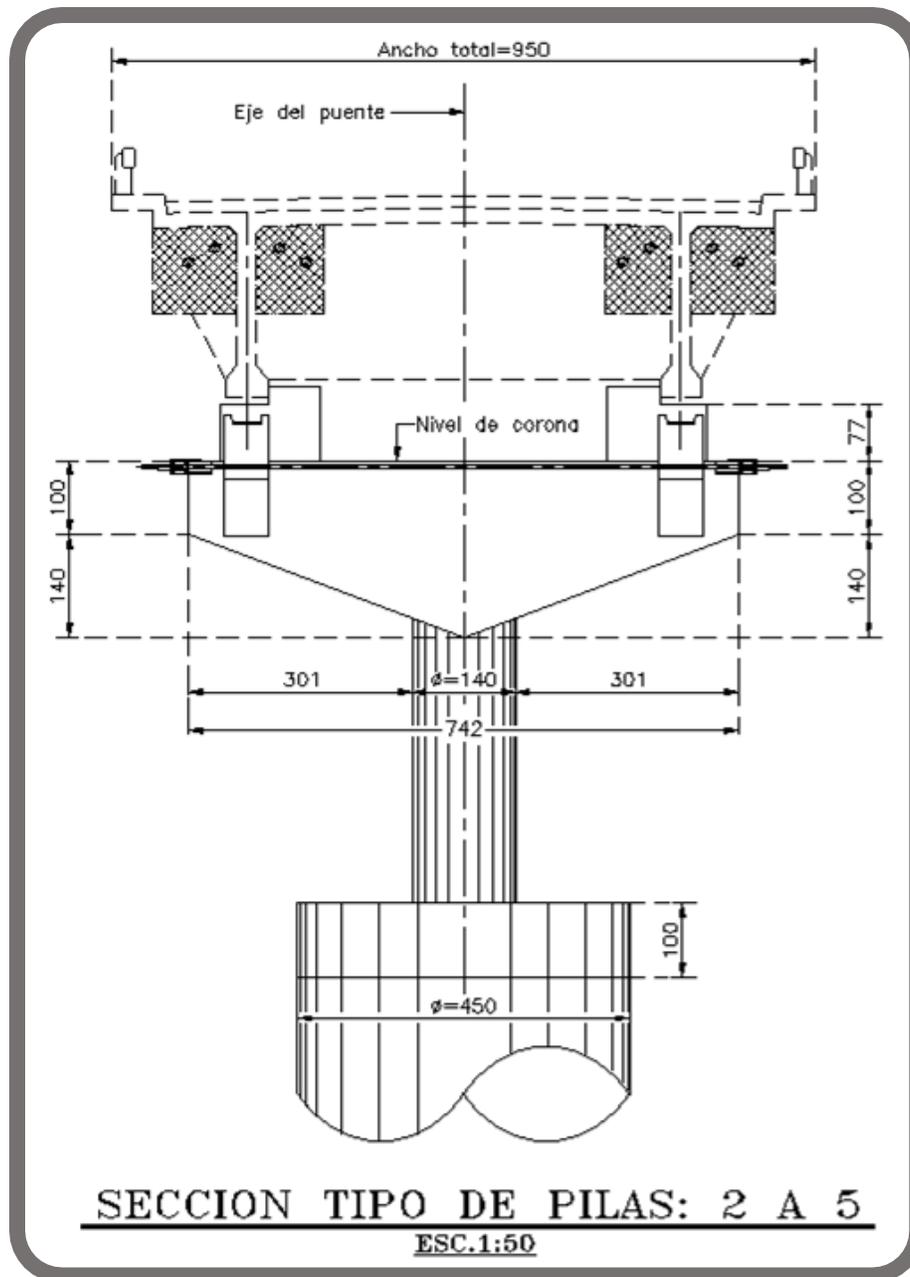


Figura 25: SECCIÓN TIPO DE PILAS INTERMEDIAS.

El tercer tipo de subestructura del puente Cadereyta está ubicado en el apoyo No. 6 el cual es un estribo de sección gravedad de mampostería con aleros integrados, corona de concreto reforzado de 8.54 m de largo por 1.66 m de ancho por 50 cm de espesor y diafragma de concreto reforzado de 8.54 m de largo por 2.68 m de alto por 30 cm de espesor.

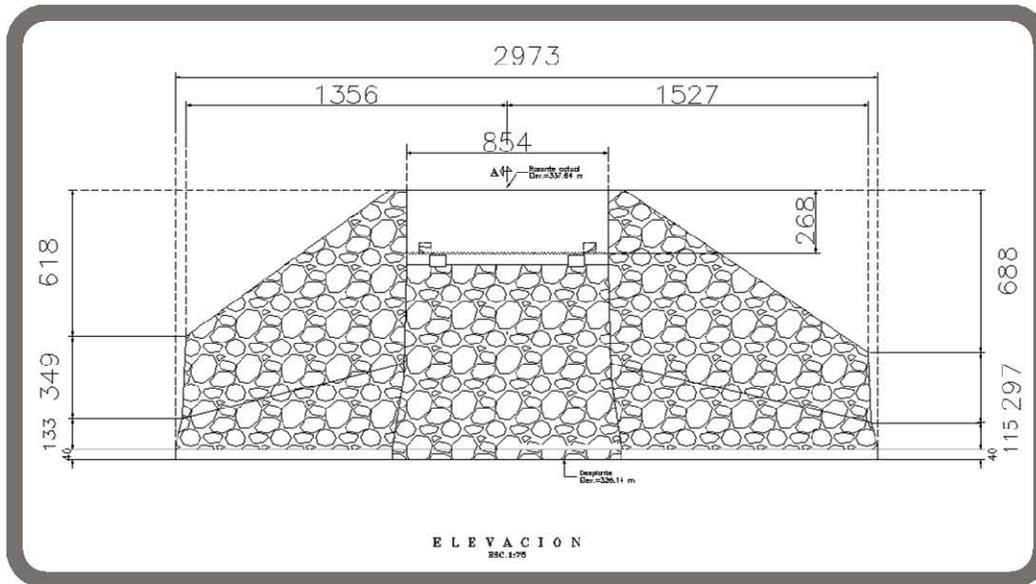


Figura 26: VISTA EN ELEVACIÓN DEL ESTRIBO No. 6.

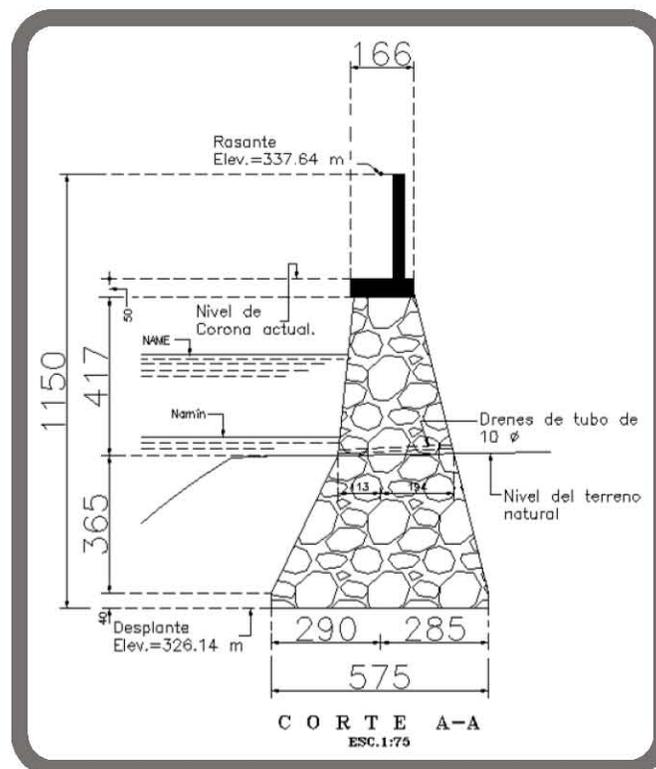


Figura 27: SECCIÓN DEL ESTRIBO No. 6.

Parte de la subestructura son los dispositivos de apoyo los cuales están ubicados entre el patín inferior de las nervaduras y los bancos de apoyo de los cabezales, por lo tanto estos dispositivos reciben todas las cargas de la superestructura, siendo estas el peso propio de la superestructura, cargas vivas y cargas accidentales tales como sismos y viento, debido al material de que están hechos estos dispositivos disipan mucha de la energía que debería ser transmitida a la subestructura y es por esto que en estos apoyos se puede considerar que existe un apoyo libre.

En el caso del puente Cadereyta son a base de dos placas de acero, una pegada a los patines inferiores de las nervaduras y la otra pegada a los bancos de apoyo de los cabezales No. 1, pilas No. 2, 3, 4, 5 y corona de estribo No.6, y en medio de las placas de acero se encuentra un dispositivo de apoyo de neopreno integral el cual mide 50 cm de largo por 30 cm de ancho por 5 cm de espesor.

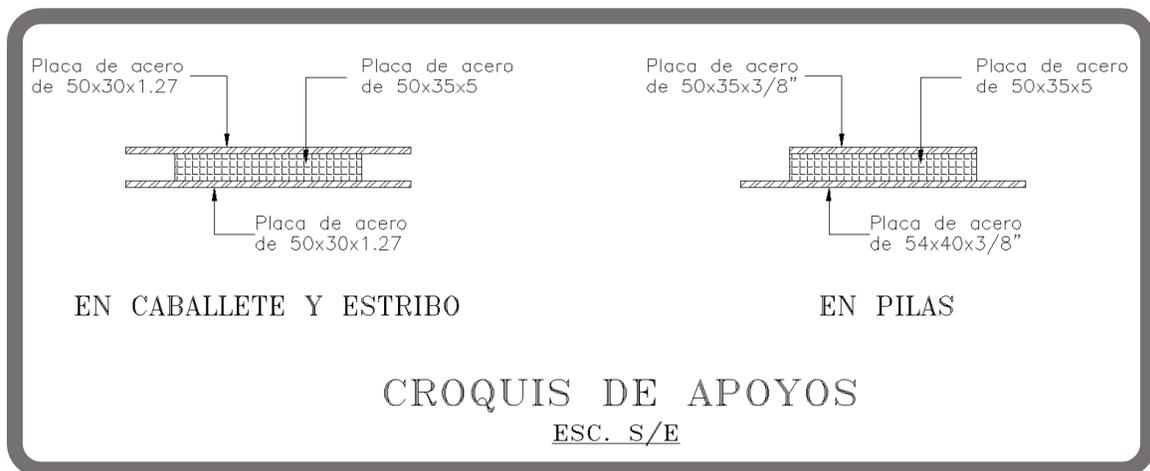


Figura 28: CROQUIS DE DISPOSITIVOS DE APOYO DE NEOPRENO INTEGRAL.

Infraestructura

La infraestructura del puente Cadereyta consta de seis apoyos y en cinco de ellos es a base de cilindros de concreto reforzado ubicados en el caballete No. 1 y pilas No. 2, 3, 4, y 5. Los cilindros son de 4.50 m de diámetro y se consideran desplantados profundamente hasta una capa de roca caliza que tiene una capacidad de carga de 800 ton. para estos diámetros de cilindros

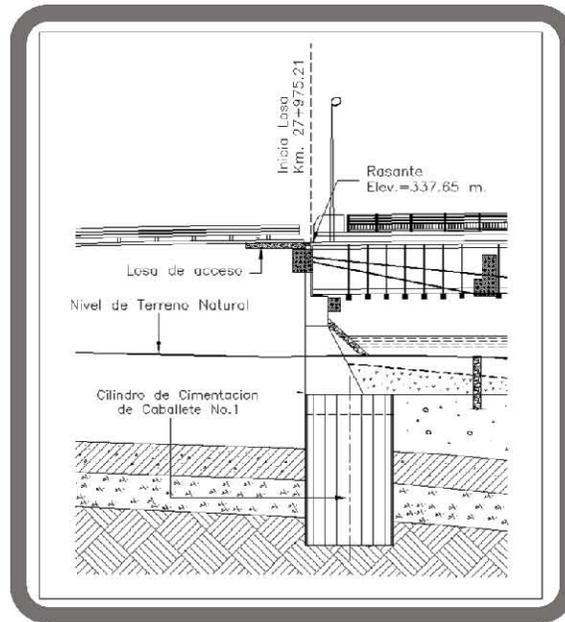


Figura 29: CILINDRO DE CIMENTACIÓN DE CABALLETE NO. 1.

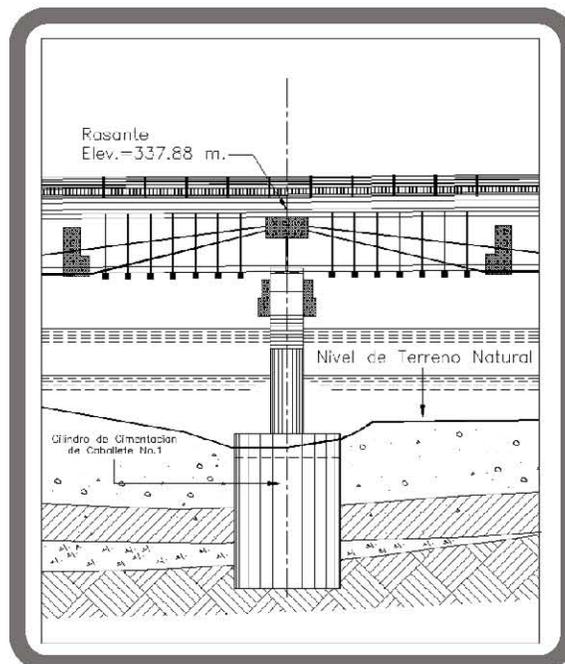


Figura 30: CILINDRO DE CIMENTACIÓN EN PILAS NO.: 2, 3, 4, Y 5

Las elevaciones de desplante de los cilindros varían dependiendo de la profundidad en que se encontró la capa de roca caliza en la que fueron desplantado, por ende tuvo que variar la altura de los cilindros, lo que viene plasmado en el siguiente recuadro:

CILINDRO	ELEVACIÓN DE DESPLANTE (m)	ALTURA (h) (m)
CABALLETE No. 1	322.10	3
PILA No. 2	321.85	5.50
PILA No. 3	322	5
PILA No. 4	321	5
PILA No. 5	322.60	3.50

Para el apoyo No. 6 tenemos una infraestructura del estribo sección gravedad de mampostería que consiste en una zapata corrida que es continúa con el cuerpo del estribo y esta desplantada 50 cm. dentro de la capa de roca caliza estratificada.

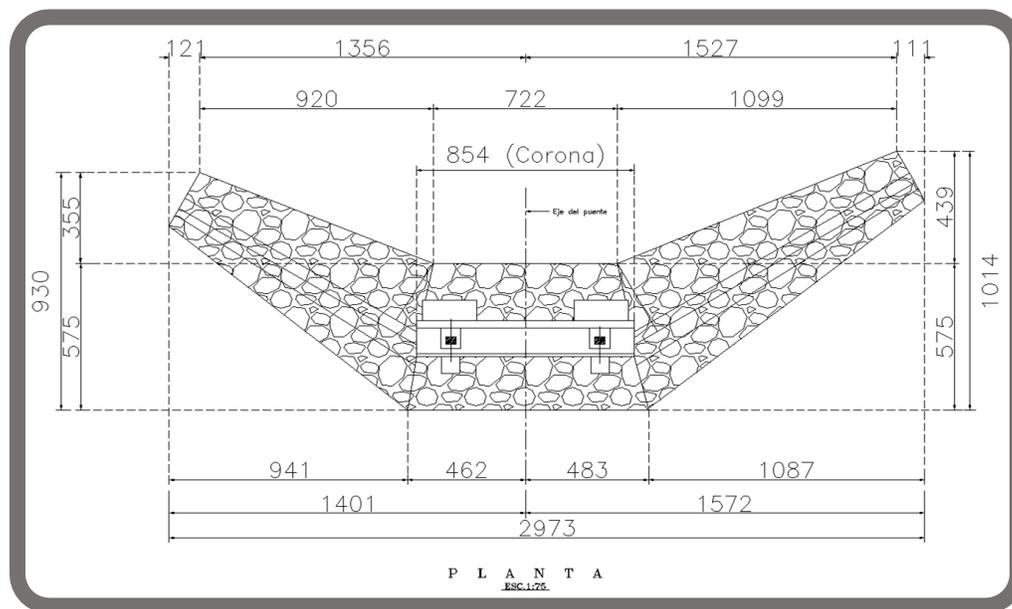


Figura 31: VISTA EN PLANTA DEL ESTRIBO No. 6.

CAPÍTULO II

PROBLEMÁTICA DEL PUENTE CADEREYTA

CAPÍTULO II: Problemática del Puente Cadereyta

En este capítulo se presenta un marco global del estado del puente Cadereyta así como una breve introducción a lo que es el mantenimiento de un puente y un resumen de los mantenimientos y reparaciones que se le han efectuado al puente Cadereyta.

A lo largo del tiempo de servicio que tiene toda estructura es común que desarrollen problemas de diversa índole, algunos son provocados por fuerzas o agentes exteriores a la estructura, otros porque se excede la capacidad de carga para la que está proyectados, algunos más debidos a falta de mantenimiento, otros debidos a la acción de la intemperie, fatiga del material por el paso del tiempo etc. Se podría seguir enlistando las causas que generan problemas en las estructuras sin embargo no son relevantes, lo que es relevante son las problemáticas o patologías que desarrollan las estructuras y que merman desde la estética de las estructuras hasta su integridad estructural, siendo estos últimos los más relevantes.

Todo lo anterior no es excepción en el caso de una estructura como un puente; sin embargo, las causas y los problemas o patologías en los puentes están bien determinados e identificados siendo los más buscados en una inspección, recurrentes e importantes los siguientes:

Grietas

La formación de grietas se debe a la deformación provocada por la fatiga del material o carga mecánica en una pieza de concreto reforzado o pre-tensado, y puede tener origen en muchos factores, tales como grietas por deformación de tensión o compresión; grietas originadas por esfuerzo cortante o torsión; grietas causadas por desplazamiento del concreto; grietas originadas por contracción; grietas causadas por deformación de longitud térmicas o higroscópicas; grietas provocadas por deficiencia en el posicionamiento de equipo de soporte y detalles en las juntas de dilatación. Las aberturas de las grietas pueden tener diferentes dimensiones y denominaciones. De acuerdo a sus magnitudes son clasificadas e indicadas en la tabla 1:

Tabla 1: Clasificación de Grietas.

Clasificación	Descripción
Microfisuras: $e < 0.05$ mm	En general carecen de importancia.
Fisuras: $0.1 < e < 0.2$ mm	En general son poco peligrosas, salvo en ambientes agresivos, en los cuales pueden favorecer a la corrosión.
Macrofisuras: $0.2 < e < 0.5$ mm	Estas son las fisuraciones que pueden, tener repercusiones estructurales de importancia.
Grietas: $0.5 < \text{ancho} < 5.0$ mm	En estas existe un daño estructural que debe atenderse.
Fractura: ancho > 5.0 mm	En estas existe una reducción en la capacidad de carga del elemento y debe determinarse una reparación o sustitución del elemento.

Desconches en el concreto

Los desconches en el concreto pueden ser producidos por acciones físicas ajenas al puente como un impacto vehicular y por reacciones químicas, pudiendo ocurrir en tres formas: lixiviación, reacción de iones y expansión.

Los desconches generalmente dejan al descubierto parte del acero de refuerzo de la estructura lo que a su vez genera corrosión, pérdida de sección y por ende decremento en la capacidad de carga de la estructura o el elemento en donde se encuentra este daño.

Corrosión del acero de refuerzo

Los agentes que propician corrosión en el concreto son ambientes agresivos, una alta porosidad del concreto, alta capilaridad del concreto, escaso recubrimiento de concreto, materiales de construcción defectuosos y grietas severas.

La corrosión del acero de acuerdo con su forma y tipo de manifestación se clasifica en la figura 32.

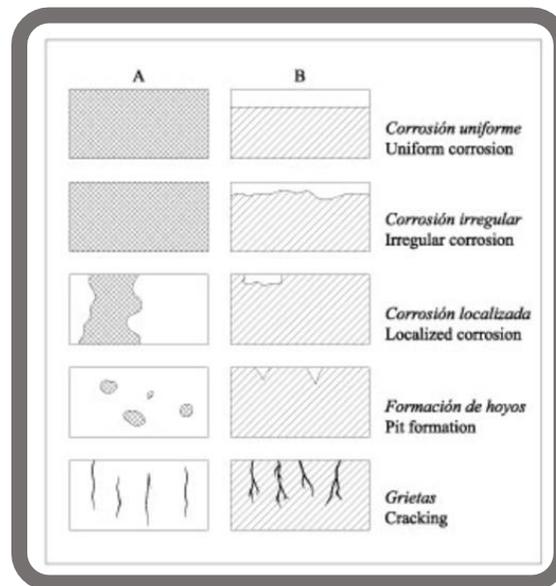


Figura 32: PRINCIPALES DAÑOS POR CORROSIÓN EN EL ACERO

Puesto que el concreto presenta una alta concentración de hidróxido de calcio, se produce una considerable alcalinidad, con un $\text{pH} \geq 12.5$. El dióxido de carbono, responsable de la reacción de carbonatación, reduce el pH del concreto, oxidando el acero y facilitando el ataque de sustancias nocivas. La velocidad de penetración del frente de carbonatación está en función directa con la permeabilidad y agrietamiento del material por ende si se tiene un concreto defectuoso y desconches en un área donde hay refuerzo de acero la corrosión es inminente en el acero.

Reacciones químicas en el concreto

Además de las reacciones químicas necesarias para la hidratación de los componentes del concreto, que inducen a deformaciones por encogimiento, pueden existir reacciones nocivas tales como reacciones expansivas. Las más comunes de este tipo son: reacción alcalina del agregado, reacción alcalina dolomita, feldespato calcio-sódico, ataque de sulfatos.

Daño provocado por la colisión de vehículos y fuego

La colisión de un vehículo contra las estructuras del puente provoca cargas extremas y elevadas difíciles de dimensionar, causando deformación aguda y daños tales como el desprendimiento de la cubierta y la exposición del acero de refuerzo.

Puesto que el estudio del fuego es bastante común, existe buen material de referencia sobre esta materia. En las estructuras de concreto reforzado y pre-tensado, el fuego produce una acción tremendamente nociva. El calentamiento del material produce un aumento del volumen generando enormes esfuerzos internos que provocan deformación del hormigón, grietas y colapso del hormigón.

Se ha descubierto que el grado de alteración que se puede producir en el concreto y sus componentes ante la acción del fuego, dependerá principalmente del nivel de temperatura alcanzado, tiempo de exposición y composición del concreto.

Deterioro del concreto pre-tensado

Los elementos del concreto pre-tensado también pueden sufrir con las acciones nocivas de factores bien conocidos y cuantificados los cuales pueden ser: pérdida de adherencia entre el acero tensado y el concreto; relajación del acero pre-tensado; retracción del concreto; desconches por deformación del concreto bajo tensión del acero pre-tensado; deficiencia de la barra de acero de refuerzo pasiva en el anclaje.

Otras problemáticas en puentes

Como ya se había mencionado, los problemas en los puentes suelen ser muy diversos, ya sea en sus elementos o en el conjunto estructural completo, independiente del material con que está construida la estructura. Las problemáticas más comunes son: problemas en los cimientos y juntas, asentamientos diferenciales, fatiga de materiales, juntas de dilatación con espacios insuficientes o condiciones inapropiadas, cambios en las corrientes de los cursos de agua que provocan erosión, deterioro de los cimientos, problemas con el mantenimiento de la estructura y debido al paso del tiempo los requerimientos actuales son mayores a las condiciones con las que se proyectó el puente, por ejemplo; el aforo vehicular y aumento de las cargas vivas.

Para el caso del puente Cadereyta se observan una serie de problemáticas que van desde la necesidad de contar con más capacidad de aforo vehicular, mantenimientos mayores y menores hasta el reforzamiento de la superestructura y subestructura, las cuales son detalladas en los siguientes subtemas.

2.1) Condiciones de aforo

Un parámetro importante que se toma en cuenta a la hora del diseño de un puente es el aforo vehicular debido a que conociendo este se proyecta el número de carriles necesarios que va a tener la superestructura. En ocasiones los puentes se proyectan con más carriles de los necesarios en el momento de realizar el proyecto y esto se debe a que se prevé el incremento de aforo vehicular sobre el puente.

En el caso del puente Cadereyta uno de los problemas que fue concluyente en la toma de decisión para la modernización o ampliación de sección de la superestructura fue precisamente el aforo debido a que este se incrementó notablemente en comparación con el aforo con el que se proyectó el puente originalmente. Esto se debe principalmente al desarrollo de la región en donde se ubica el puente lo que a su vez provoca incremento de las necesidades siendo una de estas el transporte.

Con el incremento de aforo vehicular sobre el puente surge el principal problema de esto que es el tránsito lento. Para esto existen varias razones por las cuales ocurre este fenómeno, entre las que se observan en el puente Cadereyta son las siguientes:

- Cantidad rebasada de aforo vehicular que puede soportar el puente.
- Diversidad de vehículos que circulan en el puente.
- Velocidades de circulación de los vehículos menores a las de proyecto.

Como ya se había mencionado esta carretera pertenece al corredor carretero Mazatlán – Matamoros uno de los ejes troncales de la República Mexicana, es denominada la carretera MEX – 040 y según la normativa de la SCT, se clasifica como una A2 y por ende el vehículo de proyecto especificado para las estructuras de puentes, es T3-S2-R4 tipo 1 por carril, sin embargo este puente fue diseñado con una carga HS – 20 debido a que esa era la carga que regía en el momento de diseño y construcción del puente. Posteriormente se le hizo un refuerzo al puente para que pudiera soportar cargas como las T3 – S2 – R4, pero de eso se hablará más adelante.

A continuación se presentan los datos recabados de las condiciones de aforo del puente Cadereyta:

Tránsito Diario Promedio Anual: 5,010 vehículos por día
 Volumen de Tránsito Anual 1, 828,823 vehículos por año

Composición vehicular:

Composición vehicular		TDPA
Tipo de vehículo	%	Vehículos
A	58.9	2951
AR	0.4	20
B	0.6	30
C2	7.2	361
C3	5.4	271
T3-S2	0.5	25
T3-S3	13.7	686
T3-S2-R4	11.2	561
VNC	2.1	105
TOTAL	100 %	5,010

Tabla 2: tránsito diario promedio anual.

Una vez que se ha observado la problemática del puente y analizado los datos de aforo en comparación con la capacidad de aforo vehicular del puente se determinó que es insuficiente la capacidad de aforo vehicular que tiene actualmente el puente, esto debido al mal servicio que se presta a los usuarios del puente Cadereyta.

La necesidad de contar con una capacidad de aforo vehicular mayor sobre el puente es un factor determinante para la modernización o ampliación de la superestructura del puente Cadereyta.



Figura 33: TRÁNSITO EN EL PUENTE CADEREYTA.

Puede observarse el tránsito de vehículos pesados así como de vehículos particulares sobre el puente.

2.2) Mantenimiento menor, mayor y reparaciones

Toda obra de ingeniería civil, y siendo más específico en puentes, inmediatamente después de su construcción y puesta en servicio comienza a deteriorarse debido al clima, tráfico diario, medio ambiente, fatiga de materiales etc. Es por eso que la SCT o CAPUFE o el organismo que esté a cargo de los puentes realiza un programa de inspección, mantenimientos mayores, menores y reparaciones con el objetivo de que los puentes sigan prestando las condiciones óptimas de servicio y seguridad con las que fueron diseñados.

A continuación se presentarán los mantenimientos menores, mayores y reparaciones que se le han efectuado al puente Cadereyta.

Mantenimiento menor

El proceso de mantenimiento en cualquier estructura comienza por una identificación de los daños existentes en la misma, en el caso de los puentes se hace mediante inspecciones rutinarias programadas comúnmente dos veces por año, en el caso del puente Cadereyta ésta está a cargo de CAPUFE y pertenece a la red propia de este organismo por lo que las inspecciones visuales ya sean detalladas o no, son realizadas cada dos o tres años esto dependiendo de los resultados que arrojó la inspección inmediata anterior.

El resultado de estas inspecciones determina el procedimiento a seguir; es decir, determina si el puente necesita mantenimiento menor, mantenimiento mayor, inspecciones detalladas, reparaciones, estudios especiales o proyectos para mejorar las condiciones de servicio y seguridad de la estructura.

En este caso el mantenimiento menor o conservación rutinaria se refiere a trabajos clasificados como menores, que sin dejar de ser importantes para que el puente cuente con un buen servicio de operación, consisten en corregir fallas o deterioros en los elementos del puente, ocasionados por el tránsito diario y/o los agentes climáticos que son de fácil ejecución y no necesitan de herramientas especializadas

Mantienen el nivel óptimo del puente y evitan el avance de su deterioro, se programan conforme a las necesidades específicas de cada estructura y consisten principalmente en limpieza general, limpieza de superficie de rodamiento, de derecho de vía, bacheo, renivelaciones, deshierbe del derecho de vía, entre otros.

En el caso del puente Cadereyta las inspecciones son del tipo visual detallada; es decir, no se han encontrado daños significativos que ameriten una inspección con pruebas de materiales o algún proyecto de reparación.

El resultado de la inspección detallada efectuada al puente Cadereyta arroja una serie de formatos que contienen las condiciones del puente al momento de la inspección, estos formatos son los siguientes:

- 1) Formato de Inventario: Este formato contiene la información general del puente.
- 2) Levantamiento Geométrico: Como su nombre lo indica es la medición de la estructura así como la presentación de un plano de la estructura con las condiciones a la hora de hacer la inspección.
- 3) Formato de Historial de Reparaciones: Este formato contiene la información de mantenimientos y reparaciones que se le han efectuado al puente.
- 4) Formato de Reporte Fotográfico: Este formato contiene todas las fotografías a los elementos y daños encontrados en el puente al tiempo de la inspección.
- 5) Formato de Reporte del Estudio: Este formato contiene un resumen de los daños que tiene el puente al tiempo de la inspección así como las recomendaciones de solución a los daños del puente

El formato más importante para determinar los trabajos de mantenimiento menor que deben realizarse en la estructura es el formato de reporte fotográfico. A continuación se presenta el formato de reporte fotográfico del puente Cadereyta, en este caso se realizó una inspección visual detallada al puente Cadereyta en el año 2013: Debido a que el reporte es muy extenso y para efectos de mostrar los daños que deben ser atendidos mediante mantenimiento menor, solo se presentarán las secciones de este formato referentes al mantenimiento menor de la estructura.

DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES	
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA	
REPORTE FOTOGRAFICO	
Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>	Foto No. <u>3</u>
	Observaciones Vista frontal del Caballete N° 1.
Foto No. <u>4</u>	Observaciones
	Detalle donde se observa acumulación de escombros en el cabezal del Caballete N° 1, lado izquierdo de la estructura.

Figura 34: PÁGINA 2 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

	 Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos S.N.C.	 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES		
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA		
REPORTE FOTOGRAFICO		
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>	<i>Foto No.</i> <u>75</u>	<i>Observaciones</i>
		Otro detalle donde se observan fisuras en el cabezal de la pila N° 3, tramo 3-4, lado izquierdo de la estructura.
	<i>Foto No.</i> <u>76</u>	<i>Observaciones</i>
		Detalle donde se observa acumulación de tierra y gravilla en el cabezal de la pila N° 3 lado izquierdo de la estructura.

Figura 35: PÁGINA 38 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

		
DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES		
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA		
REPORTE FOTOGRAFICO		
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>	<i>Foto No.</i> <u>121</u>	Observaciones
		Detalle donde se observa corrosión en los tubos de anclaje del refuerzo transversal en el diafragma N° 4 del tramo 4-5, lado izquierdo de la estructura.
	<i>Foto No.</i> <u>122</u>	Observaciones
		Detalle donde se observa corrosión en los tubos del anclaje del presfuerzo longitudinal y desconche en el diafragma N° 4, tramo 4-5, lado izquierdo de la estructura.

Figura 36: PÁGINA 61 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES		
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA		
REPORTE FOTOGRAFICO		
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>	<i>Foto No.</i> <u>163</u>	<i>Observaciones</i>
	<p>Detalle donde se observa el bloque de izaje en la nervadura N° 1, tramo 5-6, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<i>Foto No.</i> <u>164</u>		<i>Observaciones</i>
	<p>Detalle donde se observa acumulación de vegetación en la corona del estribo N° 6.</p>	

Figura 37: PÁGINA 82 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.



**DIRECCIÓN TÉCNICA
SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN
GERENCIA DE PUENTES**

INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA

REPORTE FOTOGRAFICO

Estructura : PUENTE CADEREYTA KM. 28+064

Foto No. 223

Observaciones



Detalle donde se observan los ductos con corrosión en los bloques desviadores de los diafragmas, tramo 3-4, lado derecho de la estructura.

Foto No. 224

Observaciones



Detalle donde se observa un dren obstruido con tierra y basura, entre los diafragmas N° 4 y 5 , tramo 3-4, lado derecho de la estructura.

Figura 38: PÁGINA 112 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

		
DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES		
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA		
REPORTE FOTOGRAFICO		
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>	<i>Foto No.</i> <u>259</u>	<i>Observaciones</i>
		Vista del acceso al Caballete N° 1.
	<i>Foto No.</i> <u>260</u>	<i>Observaciones</i>
		Detalle donde se observan baches en el acceso al Caballete N° 1.

Figura 39: PÁGINA 130 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

					
DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES					
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA					
REPORTE FOTOGRAFICO					
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>		<i>Foto No.</i> <u>277</u>		<i>Observaciones</i>	
				<p>Detalle donde se observa acumulación de tierra en la junta de dilatación sobre el Caballete N° 1.</p>	
		<i>Foto No.</i> <u>278</u>		<i>Observaciones</i>	
				<p>Vista longitudinal de la calzada.</p>	

Figura 40: PÁGINA 139 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>343</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>
	<p>Detalle donde se observa acumulación de tierra entre las placas de la base del poste.</p>	
<p>Foto No. <u>314</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>	
	<p>Detalle donde se observa oxidación y deterioro de pintura en los postes del alumbrado.</p>	

Figura 41: PÁGINA 157 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

					
DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES					
INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA					
REPORTE FOTOGRAFICO					
<i>Estructura :</i> <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u>		<i>Foto No.</i> <u>321</u>		<i>Observaciones</i>	
				<p>Detalle donde se observa acumulación de tierra y gravilla junto a la guarnición en la calzada.</p>	
<i>Foto No.</i> <u>322</u>					
				<p>Detalle donde se observa la extracción N° 16 del núcleo en el tramo 5-6.</p>	

Figura 42: PÁGINA161 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>329</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>
	<p>Vista del acceso al Estribo N° 6.</p>	
<p>Foto No. <u>330</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>	
	<p>Detalle donde se observa el desnivel entre la losa de acceso y la carpeta asfáltica en el acceso al estribo N° 6.</p>	

Figura 43: PÁGINA 165 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

En las secciones que se mostraron anteriormente del reporte fotográfico del puente Cadereyta solamente aparecen los daños que han sido tratados por medio de mantenimiento menor; a continuación se presenta un resumen de los daños y la solución que se implementado para tratar dichos daños.

Tabla 3: RESUMEN DE DAÑOS Y SOLUCIONES DE MANTENIMIENTO MENOR

No.	Daño	Mantenimiento Menor
1	Se observa acumulación de tierra escombros y vegetación sobre cabezales de apoyos.	Limpieza de superestructura y cabezales de apoyos con chorro de agua a presión.
2	Se observa corrosión en tubos de anclaje del presfuerzo longitudinal.	Limpieza y aplicación de pintura anticorrosiva a tubos de anclaje del presfuerzo longitudinal
3	Se observa corrosión en tubos de bloques desviadores del presfuerzo longitudinal.	Limpieza y aplicación de pintura anticorrosiva a tubos de bloques desviadores del presfuerzo longitudinal
4	Se observan drenes obstruidos con tierra y basura.	Desazolve de drenes de superestructura.
5	Se observan baches en los accesos.	Bacheo y calavereo en accesos y calzada.
6	Se observa acumulación de tierra en juntas de dilatación.	Limpieza en juntas de dilatación.
7	Se observa deterioro de pintura de guarnición, parapeto y postes de luminarias.	Limpieza de superficie de guarnición, parapeto y postes de luminarias y aplicación de pintura anticorrosiva.
8	Se observa acumulación de tierra y basura entre placas base de postes de luminarias.	Limpieza en guarnición.
9	Se observa acumulación de tierra y gravilla junto a la guarnición, en calzada.	Limpieza de superficie de rodamiento.
10	Se observa vegetación en los terraplenes.	Deshierbe del derecho de vía.
11	Se observa desnivel entre la losa de acceso al estribo No. 6 y la carpeta asfáltica del puente Cadereyta.	Renivelación con carpeta asfáltica en caliente de acceso a estribo No. 6.

Mantenimiento mayor y reparaciones

El mantenimiento mayor o conservación periódica y reparaciones se refiere a trabajos clasificados como mayores, que son importantes para que la estructura conserve buen nivel de seguridad y operación, que consisten en corregir daños relevantes encontrados en la estructura y que en ocasiones necesitan de la realización de un proyecto o un procedimiento de reparación, herramientas especializadas y personal calificado.

El mantenimiento mayor se programa conforme a las necesidades específicas de cada estructura y consiste principalmente en calafateo de fisuras, inyección de grietas, reparación de desconches, resane de zonas de mal vibrado, recargue de material en terraplenes, reparación de fracturas, colocación de protección de enrocamiento para evitar socavación, izaje de superestructura para cambio de dispositivos de apoyo entre otros más especializados.

Las reparaciones se refieren a todo aquel tratamiento que se le haga a la estructura que atienda a daños mayores y que en ocasiones requiere de un proyecto para la ejecución con el objetivo de que la estructura cuente con niveles óptimos de seguridad y operación.

Como ya se había comentado antes el puente Cadereyta fue construido en el año de 1965, es decir hace 50 años y en este periodo de tiempo las condiciones con las que se diseñó el puente en comparación con las condiciones actuales cambiaron mucho. Una de las principales condiciones que cambió a lo largo de este tiempo fue la carga viva que puede soportar la estructura, debido a que la carga con la que el puente Cadereyta fue diseñado es una carga viva HS – 20 que es la carga que regía al momento de que el puente fue diseñado y construido.

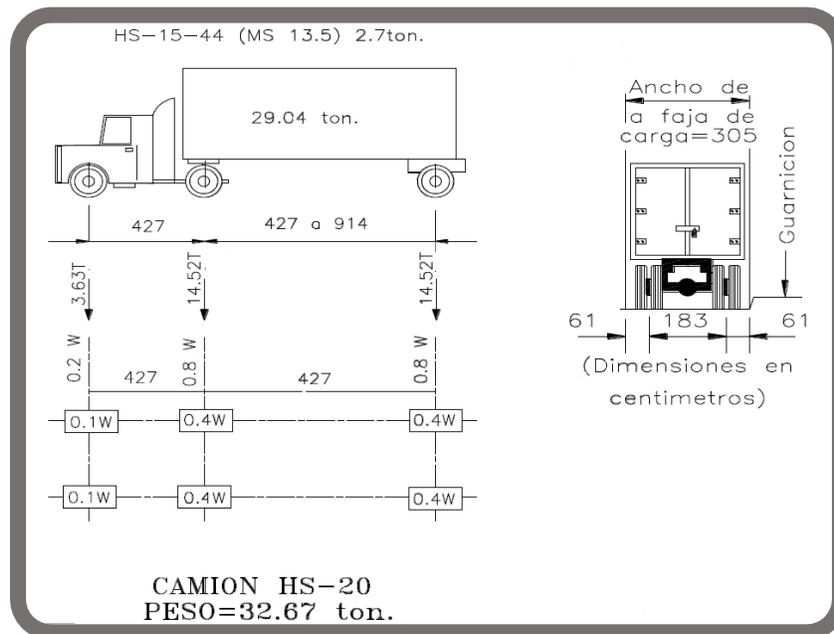


Figura 44: PESO DE CAMIÓN TIPO HS – 20

Actualmente la S.C.T. ha incrementado la carga viva para el diseño y revisión de los puentes carreteros y siendo este el caso de un puente ubicado en un eje troncal la carga viva que debe soportar es una T3 – S2 – R4 que es la carga que rige en la actualidad.

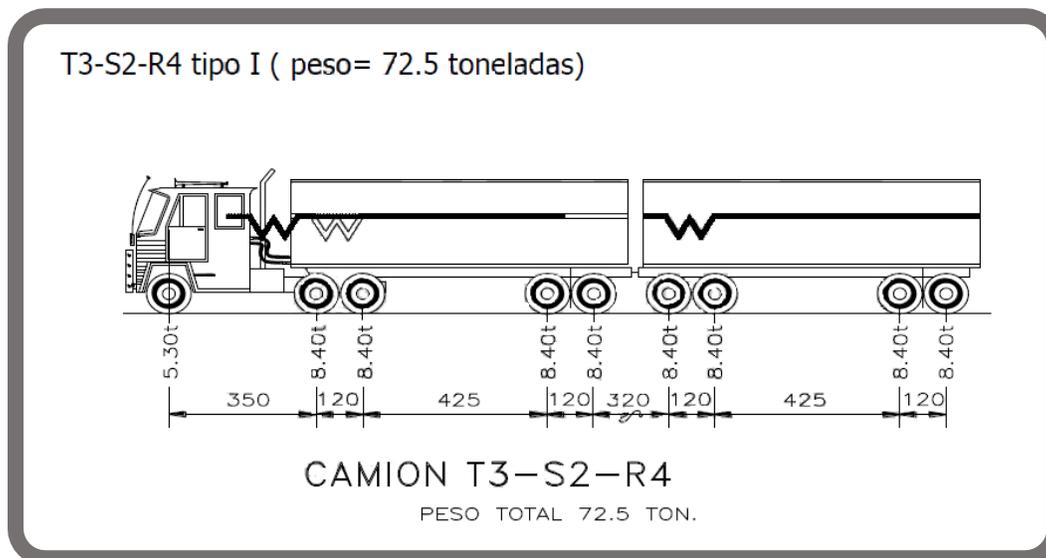


Figura 45: PESO DE CAMIÓN TIPO T3 – S2 – R4

Como puede observarse las cargas aumentaron considerablemente lo que se torna en un factor para que la estructura presente deficiencias estructurales tales como grietas y fisuramientos en losas y nervaduras. Es por eso que CAPUFE se vio en la necesidad de colocar un refuerzo externo a la superestructura en el año 2002 a base de una sobrelasa de concreto reforzado de 15 cm de espesor y a las nervaduras se les colocó dos tipos de refuerzo: refuerzo por momento y refuerzo por cortante.

El refuerzo por momento consistió en colocarles a cada una de las nervaduras dos cables de presfuerzo longitudinal de 3” de diámetro. Dichos cables fueron postensados en los extremos de los dos juegos de claros, el primer juego de los primeros tres claros y el segundo juego de los dos últimos claros.

El refuerzo por cortante consistió en la colocación de cables de acero de 1” de diámetro alrededor de las nervaduras a lo largo de todo el puente para ayudar a resistir los esfuerzos por cortante.

Cabe mencionar que el refuerzo solamente fue colocado a la superestructura sin tomar en cuenta la subestructura motivo por el cual se torna importante realizar un proyecto que permita colocar un refuerzo puesto que al igual que la superestructura, la subestructura fue diseñada para cargas más ligeras que las actuales.

A continuación se presenta el formato de reporte fotográfico del puente Cadereyta, en este caso se realizó una inspección visual detallada al puente Cadereyta en el año 2013: Debido a que el reporte es muy extenso y para efectos de mostrar los daños que deben ser atendidos mediante mantenimiento mayor, solo se presentarán las secciones de este formato referentes al mantenimiento mayor de la estructura.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>5</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa el apoyo de neopreno un poco deformado sobre la nervadura N° 1, Caballete N° 1, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>6</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observa el apoyo de neopreno un poco fisurado en la nervadura N° 2, del Caballete N° 1, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 46: PÁGINA 3 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>9</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa oquedad en la mampostería de la protección del cono del Caballete N° 1, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>10</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observa la protección del cono destruida en el hombro derecho del Caballete N° 1, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 47: PÁGINA 5 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>15</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Detalle donde se observan fisuras por cortante en la nervadura N° 1, entre diafragmas 1 y 2, lado izquierdo, de la estructura, tramo 1-2.</p>
	<p>Foto No. <u>16</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Detalle donde se observan fisuras en el bloque de refuerzo longitudinal en diafragma N° 2, lado izquierdo de la estructura., tramo 1-2.</p>

Figura 48: PÁGINA 8 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

		
<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>23</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observan zonas de mal vibrado en el patín inferior de la nervadura N° 2 del tramo 1-2, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>24</u></p>		<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observan zonas de mal vibrado en el alma de la nervadura N° 2 del tramo 1-2, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 49: PÁGINA 12 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>51</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa apoyo de neopreno agrietado y un poco aplastado en la nervadura N° 1, Pila N° 3, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>52</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observan fisuras generalizadas en la parte inferior de la losa, tramo 2-3, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 50: PÁGINA 26 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>81</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa desconche en el volado de la losa sobre la pila N° 3, tramo 3-4, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>82</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>- Detalle donde se observan desconches con acero expuesto y principios de corrosión en el volado de la losa sobre la pila N° 3, tramo 3-4, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 51: PÁGINA 41 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>87</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observan desconches en el tope sísmico de la pila N° 4, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>88</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observan fisuras en el cabezal de la pila N° 4, lado izquierdo de la estructura.</p>	

Figura 52: PÁGINA 44 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>97</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa corrosión en los ductos del anclaje del refuerzo longitudinal, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>98</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Vista frontal de la pila N° 4. donde se observa socavación que deja al descubierto el cilindro de cimentación.</p>	

Figura 53: PÁGINA 49 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>141</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Detalle donde se observan desconches con acero expuesto en la parte inferior de la losa entre los diafragmas N° 2 y 3 con corrosión, tramo 5-6, lado izquierdo de la estructura.</p>
	<p>Foto No. <u>142</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Otro detalle donde se observan desconches con acero expuesto en la parte inferior de la losa entre los diafragmas N° 2 y 3 con corrosión, tramo 5-6, lado izquierdo de la estructura.</p>

Figura 54: PÁGINA 71 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>151</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Detalle donde se observa el poliducto del presfuerzo longitudinal roto, lado izquierdo de la estructura.</p>
	<p>Foto No. <u>152</u></p>	<p>Observaciones</p>
		<p>Detalle de una cala en donde se encontraba el poliducto roto, en la cual observamos el acero de presfuerzo en buen estado, lado izquierdo de la estructura.</p>

Figura 55: PÁGINA 76 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>153</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Otro detalle donde se observa el acero de presfuerzo en buen estado, lado izquierdo de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>154</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde observamos el poliducto ya reparado.</p>	

Figura 56: PÁGINA 77 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>167</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa desconche con acero expuesto en la nervadura N° 2, del estribo N° 6.</p>	
<p>Foto No. <u>168</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observa el apoyo de neopreno un poco aplastado en la nervadura N° 2 del estribo N° 6.</p>	

Figura 57: PÁGINA 84 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>241</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Detalle donde se observa corrosión y un nido de ave en uno de los sistemas de sujeción de los cables del refuerzo longitudinal, en el diafragma N° 4, tramo 4-5, lado derecho de la estructura.</p>	
<p>Foto No. <u>242</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observa desconche con acero expuesto en la parte inferior del volado del cabezal, tramo 4-5, lado derecho de la estructura.</p>	

Figura 58: PÁGINA 121 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

		
<p align="center">DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p align="center">INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p align="center">REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>269</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>
	<p>Detalle donde se observan los lavaderos en los cuales el bordillo a la entrada no se encuentra por lo que no funciona correctamente.</p>	
<p>Foto No. <u>270</u></p>	<p><i>Observaciones</i></p>	
	<p>Detalle donde se observa que el lavadero es demasiado corto por lo que descarga sobre el terraplén, hombro izquierdo del acceso al Caballete N° 1.</p>	

Figura 59: PÁGINA 135 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

<p>DIRECCIÓN TÉCNICA SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN GERENCIA DE PUENTES</p>		
<p>INSPECCIÓN DETALLADA DEL PUENTE CADEREYTA UBICADO EN LA CARRETERA: MONTERREY - REYNOSA</p>		
<p>REPORTE FOTOGRAFICO</p>		
<p>Estructura : <u>PUENTE CADEREYTA KM. 28+064</u></p>	<p>Foto No. <u>307</u></p>	<p>Observaciones</p>
	<p>Vista de la junta de dilatación sobre la Pila N° 4.</p>	
<p>Foto No. <u>308</u></p>	<p>Observaciones</p>	
	<p>Detalle donde se observan desconches en la caja de la junta de dilatación sobre la pila N° 4.</p>	

Figura 60: PÁGINA 154 DEL REPORTE FOTOGRAFICO DEL PUENTE CADEREYTA.

En las secciones mostradas anteriormente del reporte fotográfico del puente Cadereyta solamente aparecen los daños que han sido tratados por medio de mantenimiento mayor; a continuación se presenta un resumen de los daños y la solución que se implementado para tratar dichos daños.

Tabla 4: RESUMEN DE DAÑOS Y SOLUCIONES DE MANTENIMIENTO MAYOR

No.	Daño	Mantenimiento Mayor
1	Se observan dispositivos de apoyo de neopreno deformados y agrietados.	Realización de un proyecto de izaje de superestructura para el cambio de dispositivos de apoyo en mal estado.
2	Se observan oquedades en mampostería de protección de cono de derrame de caballete No. 1.	Recargue de material asentado y la reparación de secciones perdidas de la mampostería de protección de cono de derrame de caballete No. 1.
3	Se observan fisuras en parte inferior de la losa, cabezales de apoyos, almas de nervaduras y bloques desviadores del presfuerzo longitudinal.	Calafateo de fisuras con resina epoxica.
4	Se observan zonas de mal vibrado en almas de nervaduras, patines inferiores de nervaduras y columnas de pilas.	Resane con mortero de zonas de mal vibrado en superestructura y subestructura.
5	Se observan desconches con acero expuesto en volado de la losa, parte inferior de la losa entre nervaduras, cabezales de pilas, topes sísmicos, talones de nervaduras y bancos de apoyo.	Reparación de desconches en superestructura y subestructura con mortero epoxico.
6	Se observan lavaderos fracturados.	Reconstrucción de lavaderos y bordillos de lavaderos.
7	Se observan desconches en cajas de las juntas de dilatación en calzada.	Reparación de desconches en cajas de juntas con concreto hidráulico.
8	Se observa socavación al pie de estribo No. 6 y Pila No. 4 y 5.	Colocación de protección de enrocamiento de muro gavión al pie de apoyos para evitar la socavación.

2.3) Alternativas de Solución

Hasta este punto lo que se ha presentado en ha sido básicamente las condiciones actuales del puente Cadereyta además de la problemática que este presenta y por ende el por qué de la necesidad de realizar un proyecto de modernización de la estructura para que el puente siga vigente; es decir, que tenga un nivel de seguridad y operación óptimo para las condiciones actuales.

En resumen las principales problemáticas por las que CAPUFE, el organismo que está a cargo de la operación y mantenimiento del puente, llego a la conclusión de que este necesitaba una modernización de la superestructura son:

- **Capacidad de aforo vehicular rebasada:** El puente Cadereyta fue diseñado y construido en el año 1965 lo que implica que las condiciones de aforo, tipos de vehículos y velocidades de proyecto eran diferentes a las actuales. Como ya se había analizado con anterioridad el crecimiento de la región implicó una mayor demanda de infraestructura para el transporte debido a que el número y tipo de vehículos aumento considerablemente de la fecha de la construcción del puente a lo que se tiene en la actualidad. Esto se puede observar al revisar los datos recopilados de aforo del puente en donde se nota que existe una gran variedad de vehículos así como un aforo vehicular muy grande para una vía y un puente que cuenta solamente con dos carriles de circulación.
- **Reforzamiento de la subestructura:** De la misma forma en que las condiciones de aforo con las que se diseñó el puente Cadereyta cambiaron a lo largo del tiempo, las condiciones de carga viva también cambiaron puesto que al momento en que se diseñó el puente la carga que regía era la HS – 20, equivalente a 32.67 ton, con el paso del tiempo las cargas aumentaron considerablemente llegando hasta la carga que rige en la actualidad siendo esta la T3 – S2 – R4, equivalente a 72.50 ton, por lo que se vio en la necesidad de colocarle un refuerzo a la estructura para que esta pudiera soportar las cargas vivas actuales. Sin embargo en este refuerzo no se tomó en cuenta la subestructura, la cual al igual que la superestructura fue diseñada y construida para condiciones de carga viva muy inferiores a las actuales. De ahí la necesidad de colocarle un refuerzo a la subestructura para que esta no sufra de problemas o deficiencias estructurales. Para el caso de la infraestructura se considera que no tiene la necesidad de colocarle un refuerzo puesto que esta está sobre diseñada; es decir, la infraestructura, por sus cualidades y volumen, es capaz de soportar cargas vivas mucho mayores a las requeridas en la actualidad.

Analizando la problemática del puente Cadereyta y con la finalidad de resolverla, se formularon dos alternativas de solución, las cuales son dos proyectos enfocados principalmente en la modificación de la superestructura y que serán descritos a continuación:

Alternativa de Solución 1: PROYECTO DE MODERNIZACIÓN

De las dos alternativas de solución a la problemática del puente Cadereyta planteadas, el proyecto de modernización es la alternativa más económica y con menor tiempo de ejecución, debido a que consiste básicamente en la modificación de lo que ya se tiene como estructura; es decir, se modificará la superestructura y se colocará un refuerzo a las columnas de las pilas intermedias.

Este proyecto fue pensado solo como una alternativa de solución temporal por que solo reducirá la problemática del puente mas no terminará con ella, cabe mencionar que este proyecto solo se implementará en condiciones en donde el presupuesto para la modernización de la estructura sea bajo, debido a que en comparación con los costos de la alternativa de solución 2, la alternativa de solución 1 resulta ser más económica y fácil de ejecutar.

Para poder realizar el proyecto de modernización fue necesaria una inspección detallada del puente Cadereyta con extracción de corazones de concreto, esta inspección consta de una serie de estudios que fueron los siguientes:

- Levantamiento Geométrico: Este consiste en la medición de todas las partes que integran el puente para poder conocer las condiciones actuales del puente y posteriormente poder generar planos detallados de las secciones del puente y por último el proyecto.
- Levantamiento Topográfico: Este consiste en la obtención de los niveles de elevación que tiene el puente referenciado a bancos de nivel conocidos cercanos este con la finalidad de tener datos actuales sobre los niveles de rasante, perfiles de suelo etc. necesarios a la hora de realizar el proyecto.
- Extracción de Corazones de Concreto: Este consiste en extraer muestras de concreto de los elementos estructurales del puente que pueden ser losas, trabes o nervaduras, cabezales etc. con el fin de ensayarlos en un laboratorio de materiales y determinar propiedades tales como resistencia a la compresión, módulo de elasticidad etc. del material en estudio para con esto saber las condiciones actuales del puente. Con estos datos puede efectuarse una revisión de la capacidad de carga de la estructura y saber que procedimiento puede aplicarse para la mejora del puente, ya sea un reforzamiento o sustitución del elemento estructural.
- Levantamiento de Daños: Este consiste en la identificación y localización de los diversos daños que tiene el puente, reconociendo y evaluando estos puede determinarse la acción necesaria para reparar los daños.

Después de haber realizado la inspección detallada del puente y haber evaluado las condiciones actuales de este así como los materiales, se realizó el proyecto de modernización del puente el cual consiste en:

a) Modernización de la Superestructura:

En esta alternativa de solución, la modernización de la superestructura es básicamente la demolición de la sobrelosa, volado de la losa y parapeto de concreto existentes, que tienen un ancho total de superestructura de 9.50 m, para poder después construir una sobrelosa con volados, banqueteta y parapetos nuevos que tendrán un ancho total de superestructura de 10 m.

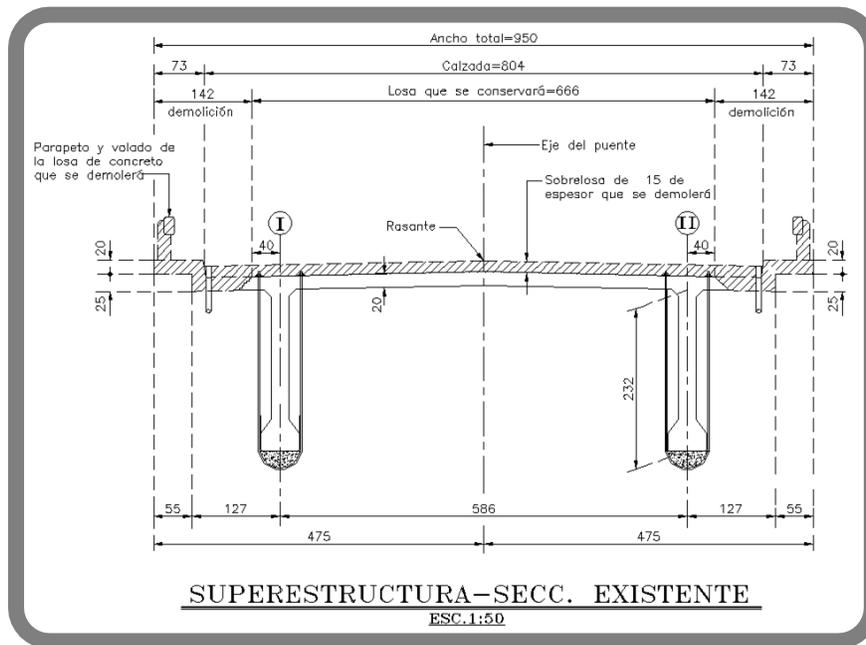


Figura 61: SECCIÓN DE SUPERESTRUCTURA EXISTENTE

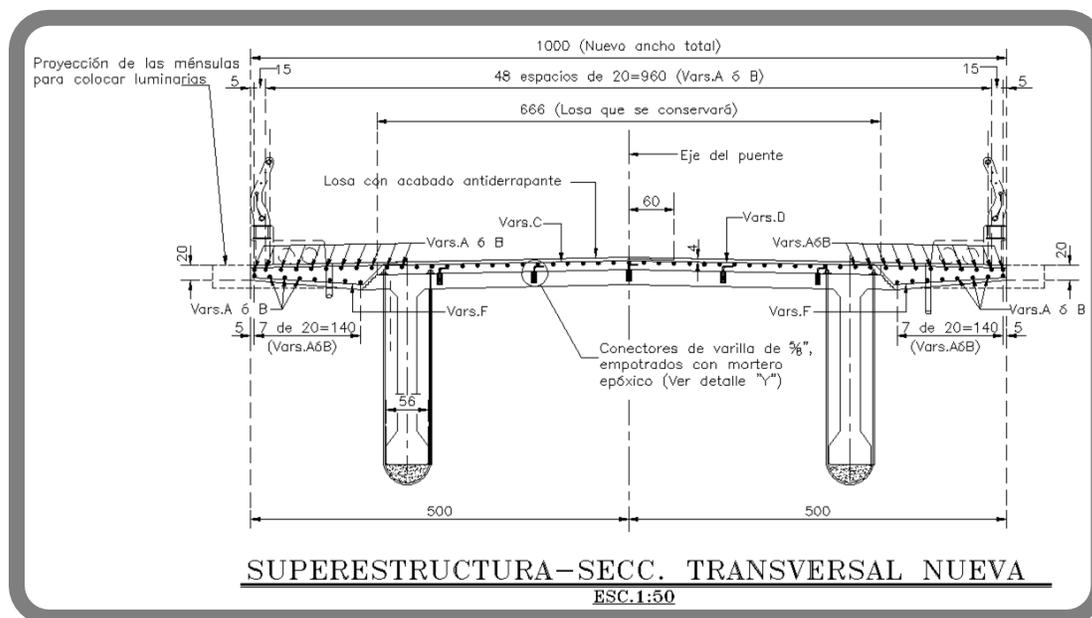


Figura 62: SECCIÓN DE SUPERESTRUCTURA NUEVA

b) Losa de Acceso:

Para poder realizar la modernización de la superestructura es necesaria la demolición de la sobrelosa actual además de las losas de acceso, motivo por el cual se contempla la construcción de dos losas de acceso, una por acceso. Las losas medirán 5 m de largo por 9.50 de ancho por 30 cm de espesor y contarán con ceja en un extremo.

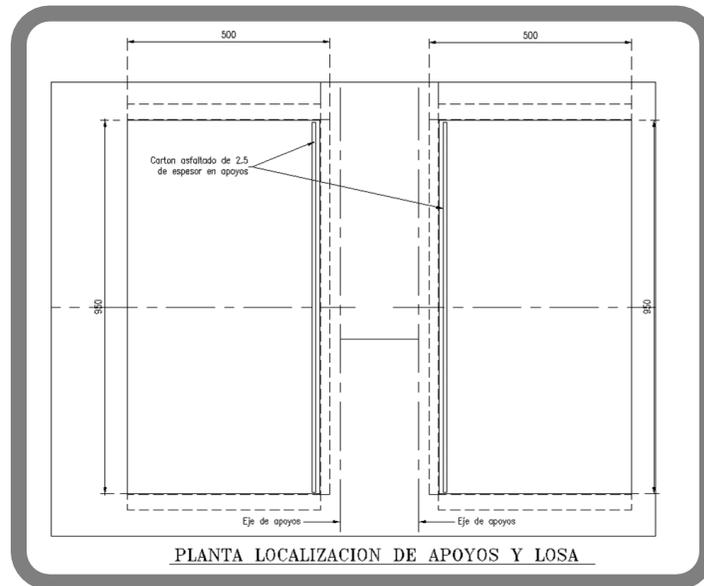


Figura 63: VISTA EN PLANTA DE LOSAS DE ACCESO

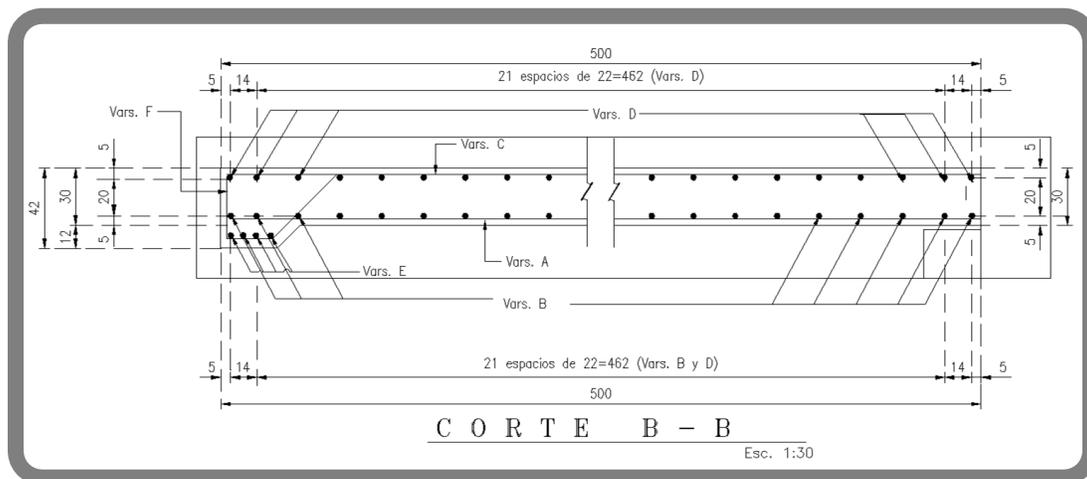


Figura 64: VISTA EN CORTE DE LOSAS DE ACCESO

c) Reforzamiento de Columnas de Pilas Intermedias

De la misma forma en que la superestructura necesitó un refuerzo estructural debido al significativo aumento de las cargas vivas que circulan en el puente, también es necesario colocar un refuerzo estructural en la subestructura, específicamente en las columnas de las pilas. Dicho refuerzo estructural fue resuelto en lo que se conoce como un encamisamiento el cual consiste en colocar alrededor de la columna de las pilas un muro de concreto reforzado, que en este caso tendrá sección rectangular con extremos semicirculares, con el largo del cilindro de cimentación. Este a su vez será relleno de concreto y así aumenta la sección de la columna lo que a su vez ayudará al cabezal de las pilas a soportar los momentos producidos por las cargas de la superestructura. Las alturas de los encamisamientos varían respecto a la altura de cada pila sin embargo las secciones son las mismas por que las secciones de las pilas son iguales.

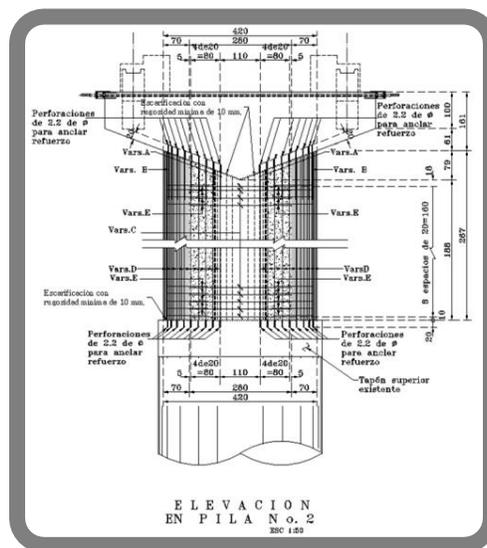


Figura 65: VISTA EN ELEVACIÓN DE REFUERZO DE PILAS INTERMEDIAS

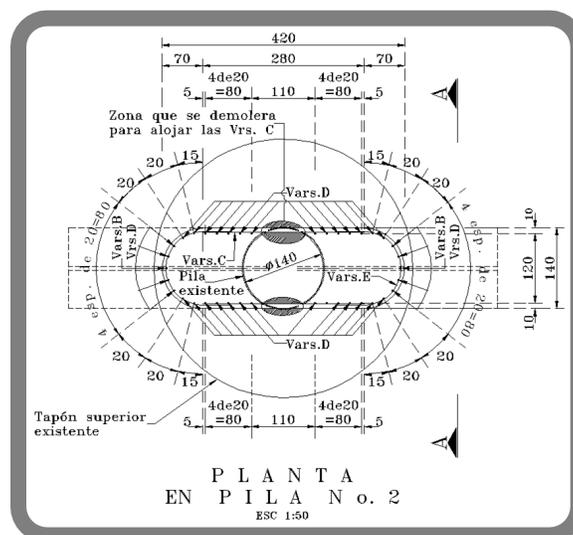


Figura 66: VISTA EN PLANTA DE REFUERZO DE PILAS INTERMEDIAS

d) Cambio de Dispositivos de Apoyo

Uno de los daños más significativos encontrados en el puente Cadereyta durante la inspección fue el mal estado de los dispositivos de apoyo de neopreno, los cuales se encuentran deformados, agrietados y aplastados. Es por eso que dentro de este proyecto se contempla un proyecto de izaje de la superestructura para realizar el cambio de los dispositivos de apoyo de neopreno.

A grandes rasgos este consiste en la construcción de calzas de concreto reforzado para ayudar al ajuste de los gatos que levantarán la superestructura, colocación de señalamiento de obra por etapas, en primera instancia detendrán un carril de circulación y en segunda etapa se cerrará la circulación del puente para poder izar la superestructura y por último se procederá a izar la superestructura para poder realizar trabajos de reparación de desconches en talones de nervaduras y retirar los dispositivos de apoyo en malas condiciones para poder colocar los nuevos.

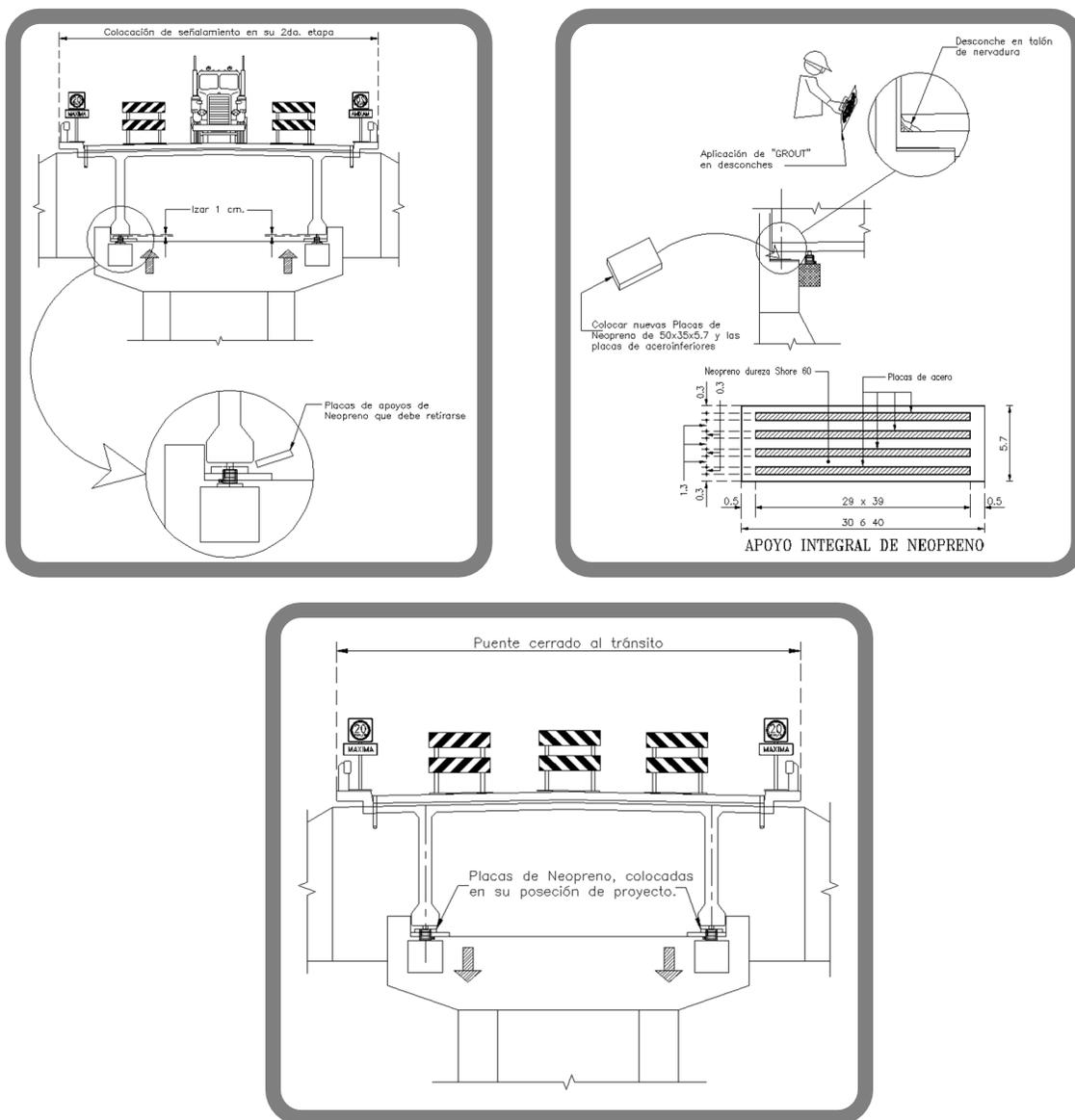


Figura 67: ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO DE CAMBIO DE DISPOSITIVOS DE APOYO

e) Reparación de Daños

Como parte complementaria del proyecto de modernización se realizarán las reparaciones a los daños encontrados en la inspección detallada del puente Cadereyta los cuales serán evaluados, cuantificados y se explicará el procedimiento a seguir para tratar los daños.

Los daños que se tratarán en este proyecto son:

- Reparación de Desconches y zonas de mal vibrado en superestructura y subestructura.
- Aplicación de sellador para fisuras y protección del concreto.
- Inyección de grietas en la superestructura y subestructura con resina epoxica.
- Refuerzo externo por cortante en la superestructura con fibras de carbono para sustituir cables rotos.
- Resane de poliducto roto con recubrimiento plástico antiácido monolítico a base de resinas epoxicas (RAM – 100) en cables de refuerzo por cortante.
- Recubrimiento de los cables del presfuerzo longitudinal.
- Rehabilitación de anclajes del presfuerzo externo en cabezales de pilas.
- Pintura en tubos de desviadores y en bloques de anclaje longitudinal.
- Protección de enrocamiento para evitar socavación al pie de estribo 6 y pilas 4 y 5.
- Reparación de la mampostería en ambos lados de la protección del cono de derrame del caballete No. 1.
- Sustitución de juntas en calzada.
- Reparación de bordillos y lavaderos en accesos.

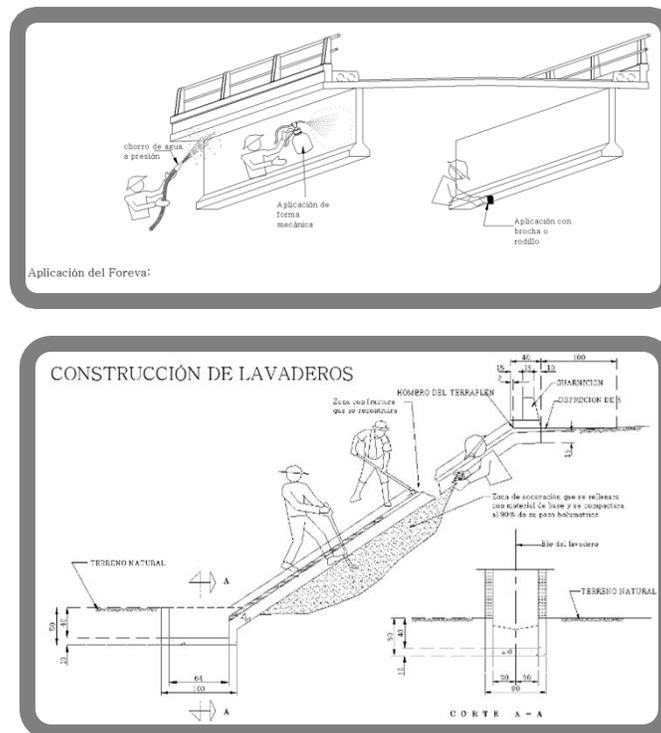


Figura 68: ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO DE REPARACIÓN DE DAÑOS

e) Procedimiento Constructivo

Como última sección del proyecto se realizó un procedimiento constructivo el cual da los tiempos y la metodología a seguir en los distintos trabajos que se realizarán en el puente, y quedó constituido de la siguiente forma:

1- Antes de empezar los trabajos se mandarán a fabricar los apoyos de neopreno de 50x35x5.7 cm, así como las calzas y cuñas para el cambio de los dispositivos de apoyo.

2- Antes de efectuar cualquier trabajo en el puente se colocará el señalamiento de obra en su segunda etapa cerrando un carril de circulación y pasando el tránsito por el otro para retirar todos los tramos de banda elástica de las juntas de dilatación y limpiarlas de cualquier obstrucción para el izaje.

3- Terminados los trabajos en las juntas se cambiará el señalamiento de obra a su tercera etapa para retirar los tramos de banda de las juntas de dilatación de esta etapa así también se limpiarán para retirar cualquier obstrucción para el izaje.

4- Al mismo tiempo se podrán limpiar los cabezales, se adecuarán los bloques de izaje existentes y se colocarán los gatos como se muestra en el plano de cambio de apoyos.

5- Preparados los gatos para el izaje se cerrará el puente al tránsito y se levantará la estructura lo mínimo necesario para cambiar los apoyos de neopreno y las placas inferiores de acero. Se tendrá cuidado en la pila intermedias de levantar los dos ejes simultáneamente.

6- Levantada la superestructura se colocarán las tuercas de seguridad a los gatos y se cambiará el señalamiento de obra a su primera etapa de tránsito circulando por un carril centrado.

7- Cambiadas las placas de neopreno y las placas inferiores de acero se cerrará de nuevo el tránsito del puente para retraer los gatos y colocar la superestructura en los nuevos apoyos.

8- Terminados los trabajos de ese eje se repetirán los pasos del 2 al 6 para los demás ejes (Ver procedimiento de cambio de apoyos).

9- Realizada la sustitución de los apoyos se procederá a cambiar el señalamiento de obra a su segunda etapa cerrando un carril y circulando por el otro. En el carril cerrado se demolerá el parapeto existente, el volado de la losa y zonas de aleros de estribo 6 para alojar el nuevo volado de la losa y la sobrelosa hasta la mitad de la calzada teniendo cuidado en conservar el acero de refuerzo para traslaparlo posteriormente en la nueva losa.

10- Demolido la sobrelosa se escarificará la losa existente que se conservará con una rugosidad mínima de 10 mms. se realizarán barrenos y se anclarán los conectores en la losa con mortero epóxico como se muestra en el plano No. 4.

11- Anclados los conectores se cimbrará, habilitará el acero de refuerzo de la sobrelosa y el volado de la losa y se colará dándole un terminado antiderrapante. Se tendrá cuidado en dejar ancladas las varillas de la guarnición y la banquetta, así como dejar colocados los drenes. También se dejarán

varillas al descubierto para poderlas traslapar posteriormente cuando se efectúe el armado del otro lado de la losa. Por último se tendrá cuidado en dejar anclados los herrajes de las junta de dilatación para que estos se cuelen junto con la sobrelosa.

12- Fraguado el volado de la losa se procederá a cimbrar, armar y colar la guarnición así como la banqueta, teniendo cuidado en dejar ancladas las placas para soldar posteriormente el parapeto.

13- Fraguado el concreto en las guarniciones se colocará el parapeto metálico y los postes de las luminarias de ese lado. Colocado el parapeto se pintará con un primario y después con un esmalte color amarillo tránsito.

14- Alcanzada la resistencia de proyecto en la sobrelosa y volado de la losa se cambiará el señalamiento de obra a su tercera etapa pasando el tránsito por el carril que estaba cerrado y cerrando el otro.

15- Cambiado el señalamiento de obra se repetirán los pasos del 8 al 13.

16- Alcanzada la resistencia de proyecto en el otro lado de la losa y sobrelosa se colocarán las bandas elásticas de las juntas de dilatación en una pieza (que no tenga cortes) y se pintará el señalamiento horizontal sobre el puente y se colocarán las lámparas a los postes de las luminarias.

17- Terminados los trabajos en la parte superior de la superestructura se procederá a cambiar el señalamiento de obra en su primera etapa para realizar todas las reparaciones en las nervaduras y parte inferior de la losa como son: inyección de grietas, reparación de desconches, reparación del poliducto del refuerzo por cortante, pintado de anclaje del presfuerzo externo en cabezales de pilas tubos de los desviadores y la aplicación de Foreva Relastic 310 para calafatear las fisuras y proteger el concreto de la subestructura y superestructura.

18- Al mismo tiempo se podrán construir los bordillos y lavaderos en los accesos, así como se protegerá contra la socavación con un enrocamiento el estribo No. 6. como se muestra en el plano No. 6 y 7.

19- Colocar Líneas y botones de disminución de velocidad a 100 m. del acceso al Caballete 1.

20- Terminados los trabajos se retirará todo el producto de la construcción y se retirará el señalamiento de obra para dar paso normal al tránsito vehicular.

Todo lo anterior es lo que constituye básicamente el Proyecto de Modernización del puente Cadereyta.

Alternativa de Solución 2: PROYECTO AMPLIACIÓN DE SECCIÓN DEL PUENTE CADEREYTA

El proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” se desarrolló como una solución integral a los principales problemas que se presentan en el puente los cuales son la capacidad de aforo vehicular rebasada y la necesidad de colocar un refuerzo estructural a la subestructura. Se le llama solución integral debido a que con esta alternativa de solución se resolverán de manera completa los dos principales problemas del puente y los daños que se debe atender con mantenimiento menor, mayor y reparaciones. Cabe mencionar que de las dos alternativas propuestas, la que requiere de más recursos es ésta debido a que implica la construcción de nuevos elementos estructurales tanto de subestructura como de superestructura.

De la misma manera que en la alternativa de solución 1, para poder realizar el proyecto de Ampliación de Sección de la Superestructura fue necesaria una inspección detallada del puente Cadereyta con extracción de corazones de concreto, esta inspección consta de una serie de estudios que fueron los siguientes:

- Levantamiento Geométrico: Consiste en la medición de todas las partes que integran el puente para poder conocer las condiciones actuales del puente y posteriormente poder generar planos detallados de las secciones del puente y por último el proyecto.
- Levantamiento Topográfico: Este consiste en la obtención de los niveles de elevación que tiene el puente referenciado a bancos de nivel conocidos cercanos este con la finalidad de tener datos actuales sobre los niveles de rasante, perfiles de suelo etc. necesarios a la hora de realizar el proyecto.
- Extracción de Corazones de Concreto: Consiste en extraer muestras de concreto de los elementos estructurales del puente que pueden ser losas, trabes o nervaduras, cabezales etc. con el fin de ensayarlos en un laboratorio de materiales y determinar las propiedades del material en estudio para con esto saber las condiciones actuales del puente. Con estos datos puede efectuarse una revisión de la capacidad de carga de la estructura y saber que procedimiento puede aplicarse para la mejora del puente, ya sea un reforzamiento o sustitución del elemento estructural.
- Levantamiento de Daños: Se trata de la identificación y localización de los diversos daños que tiene el puente, reconociendo y evaluando estos puede determinarse la acción necesaria para reparar los daños, este levantamiento se hace durante la inspección.
- Estudio de mecánica de suelos: El estudio de mecánica de suelos consiste en el análisis que nos ayuda a conocer cuál es la composición real del subsuelo (arenas, arcillas, rocas). Este consiste en realizar perforaciones sobre la superficie del terreno para obtener muestras particulares del subsuelo. Con ello se puede saber la capacidad de carga del suelo, así como las virtudes o irregularidades que pudiera beneficiar o afectar a la estructura. Para el caso de la realización de este proyecto no hubo la necesidad de realizar estos estudios debido a que se tiene conocimiento del nivel de desplante de la infraestructura el cual fue sobre una capa de roca caliza misma que se ocupara para desplantar la subestructura de los nuevos caballetes.

Después de haber realizado la inspección detallada del puente y haber obtenido los datos necesarios se realizó el proyecto de Ampliación de Sección del Puente Cadereyta el cual básicamente consiste en lo siguiente:

a) Ampliación de Caballete No. 1

En la actualidad el ancho total de la superestructura del puente Cadereyta es de 9.50 m. y cuenta con dos carriles de circulación (uno por cada sentido), banqueteta y parapeto de concreto reforzado, este proyecto, como su nombre lo dice, básicamente se trata de la sustitución total de la superestructura mediante la construcción de nuevos elementos estructurales. En la subestructura se plantea la construcción de caballetes con cabezales de sección variable y con dos columnas de sección circular desplantadas al mismo nivel que la infraestructura que ya se tiene del puente Cadereyta. Los caballetes estarán situados a cada lado de los apoyos existentes del caballete no. 1 y las pilas no. 2, 3, 4, y 5, para el caso del apoyo no. 6 se planteó la ampliación de las secciones del estribo. El ancho total de la superestructura después de la ampliación será de 20 m y comprenderá cuatro carriles de circulación (dos por sentido), banqueteta (una por lado) y un parapeto de acero.

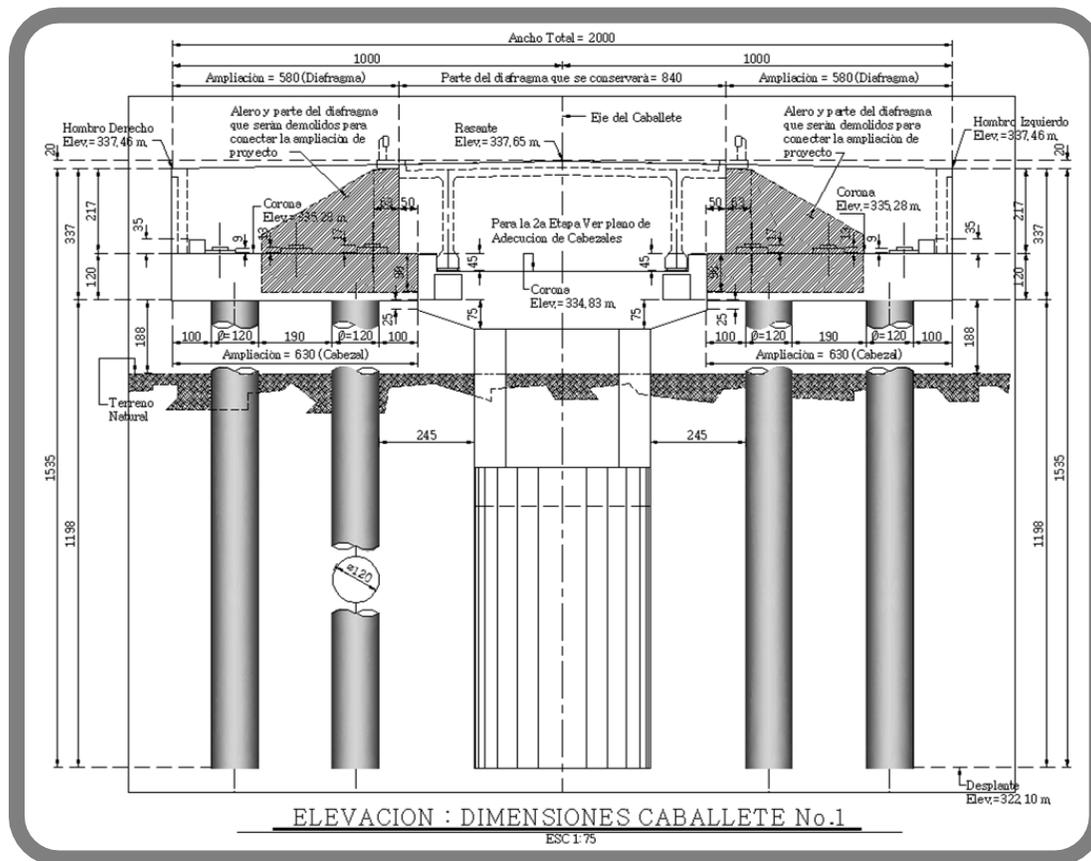


Figura 69: VISTA ENELEVACIÓN DE LAS NUEVAS SECCIONES ESTRUCTURALES DEL CABALLETE No. 1

b) Ampliación de Pilas Intermedias

El procedimiento que se propone para la ampliación de sección de las pilas intermedias del puente Cadereyta es similar al de la ampliación del caballete no. 1, consta básicamente de la construcción de un par de caballetes de concreto reforzado con cabezal de sección variable y dos columnas sección circular, desplantadas hasta la misma capa de roca caliza en la cual la infraestructura a base de cilindros con la que cuenta el puente Cadereyta está desplantada, los cuales serán construidos a cada lado de la subestructura actual. La superestructura quedaría de la misma forma que en el caballete no. 1; es decir, que pasará de contar con un ancho total de 9.50 m a tener 20 m de ancho.

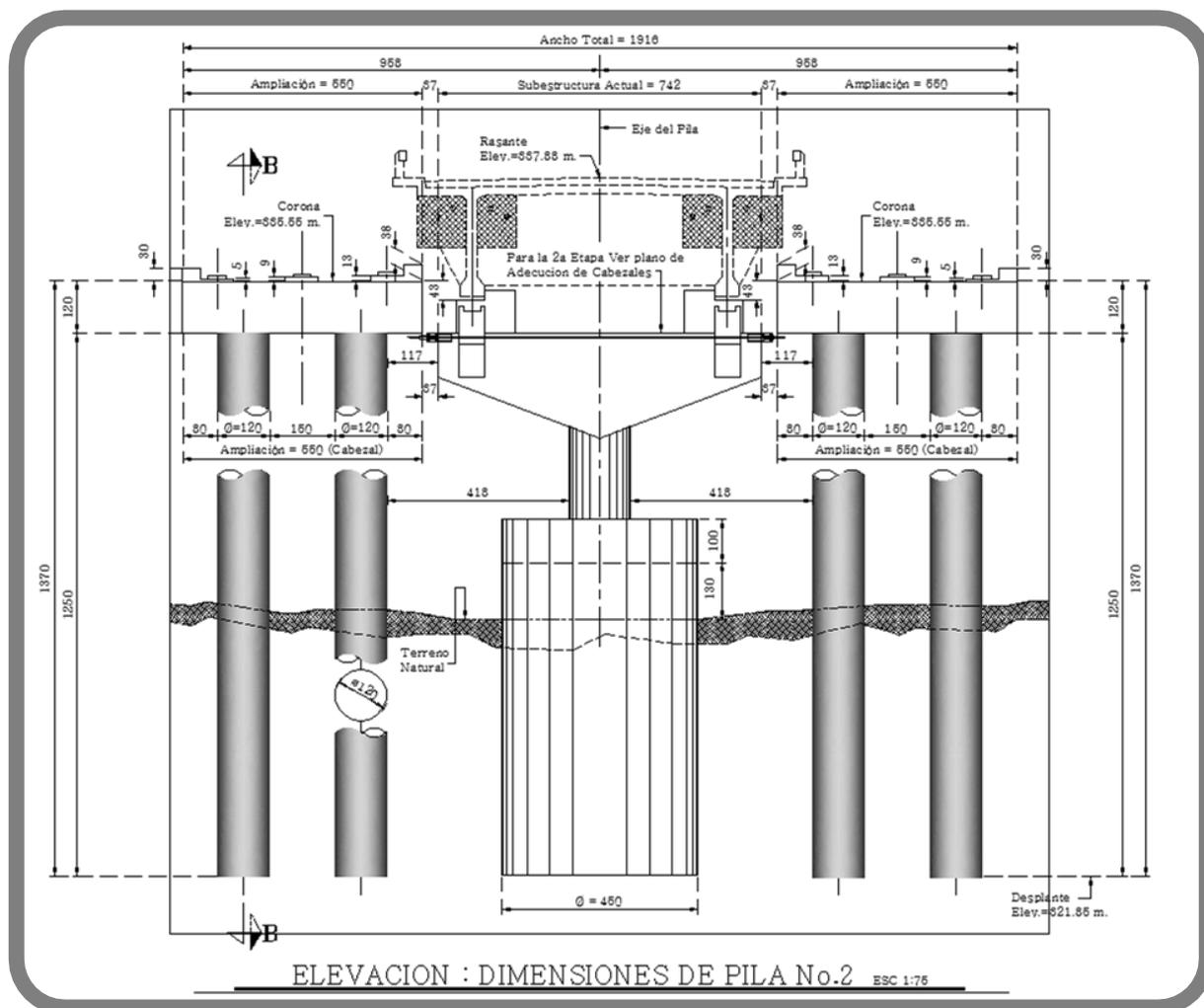


Figura 70: VISTA EN ELEVACIÓN DE LOS NUEVOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA PILA No. 2

Las alturas de las columnas varían con respecto a las elevaciones de desplante puesto que estas elevaciones son distintas en cada pila. Sin embargo las secciones de los cabezales de los nuevos caballetes son las mismas en todas las pilas.

c) Ampliación y Adecuación del Estribo No. 6

El apoyo no. 6 es un estribo sección gravedad con aleros integrados de mampostería con una corona y diafragma de concreto reforzado. Para la ampliación y adecuación del estribo no. 6 es necesaria la demolición de secciones del cuerpo del estribo así como ambos aleros para después poder construir en su lugar una sección de cuerpo de estribo más ancha así como aleros más grandes puesto que la superficie de rodamiento aumentará lo que conlleva a aumentar el terraplén de acceso y por ende se necesitan mayores secciones de aleros que contengan el material del terraplén. La corona de concreto reforzado se ampliará y se construirán los nuevos bancos de apoyo que soportarán las traveses AASHTO además se conservará parte del diafragma el cual se ligará con los diafragmas de los caballetes nuevos. La superestructura quedará del mismo ancho que en las pasadas adecuaciones al caballete no. 1 y pilas no. 2, 3, 4, y 5 que es de 20 m.

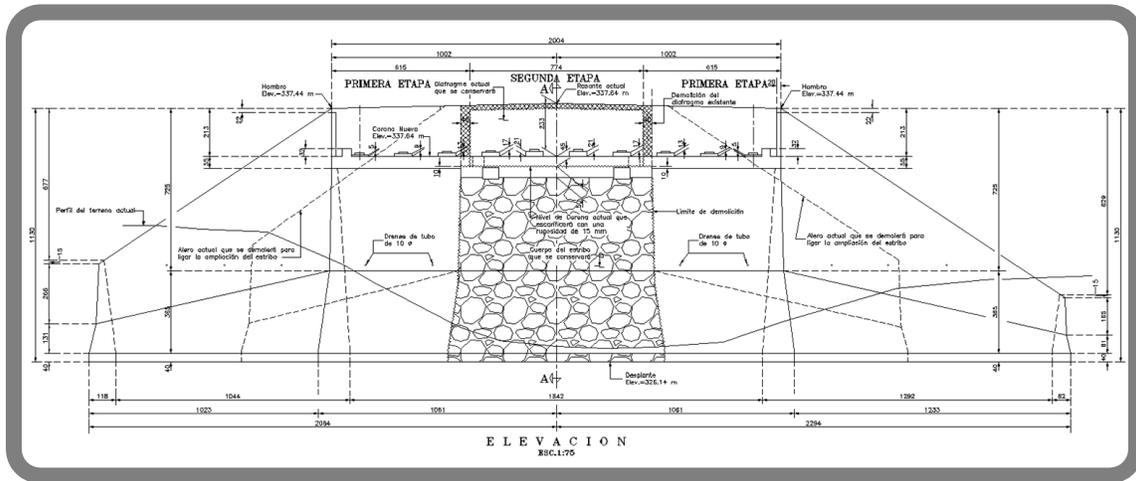


Figura 71: VISTA EN ELEVACIÓN DE LA NUEVA SECCIÓN DEL ESTRIBO No. 6

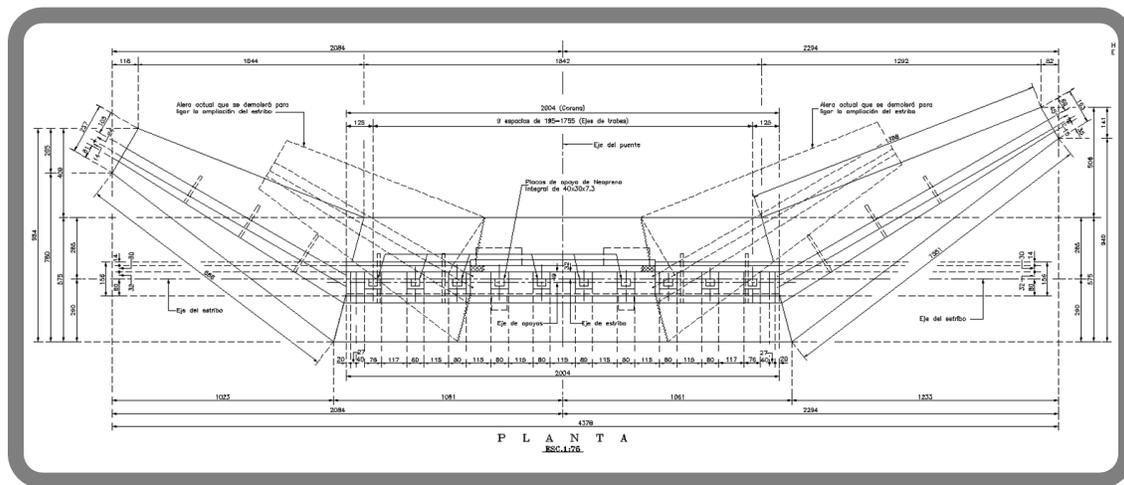


Figura 72: VISTA EN PLANTA DE LA NUEVA SECCIÓN DEL ESTRIBO No. 6

d) Adecuación de Cabezales de Caballete No. 1 y Pilas 2, 3, 4 y 5

Uno de los detalles más importantes que tiene este proyecto es que se torna necesario aumentar la elevación de la rasante de la estructura, esto debido a que en el proyecto está contemplada la demolición de la superestructura actual para ser reemplazada por una superestructura a base de cinco claros simplemente apoyados de losa de concreto reforzado sobre 10 traveses AASHTO tipo VI. Motivo por el cual dentro de las adecuaciones que se le contemplan hacer a la subestructura del puente que se conservará es la los cabezales del caballete no. 1 y de las pilas 2, 3, 4 y 5.

En el caso del cabezal de caballete no. 1 se incrementará la elevación de la corona 45 cm y se le construirán 4 bancos de apoyo y un tope sísmico intermedio, todos de concreto reforzado.

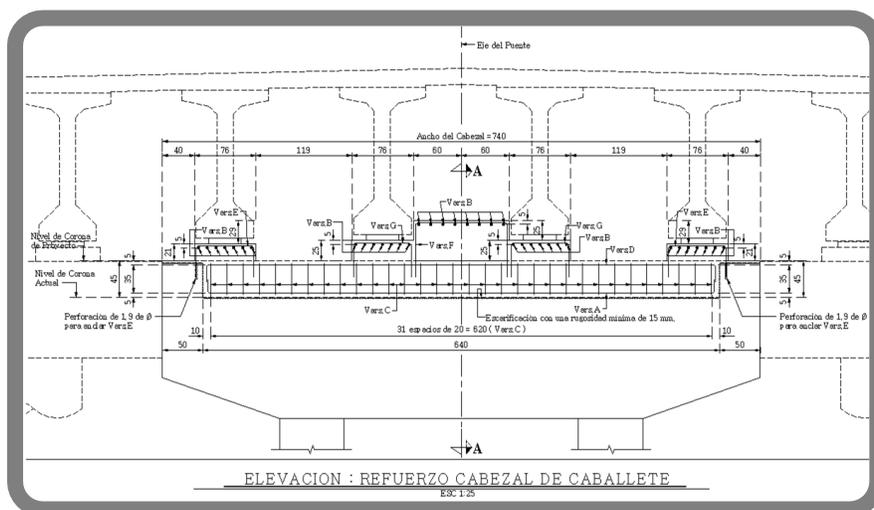


Figura 73: VISTA EN ELEVACIÓN DE LA ADECUACIÓN DEL CABEZAL DEL CABALLETE No. 1

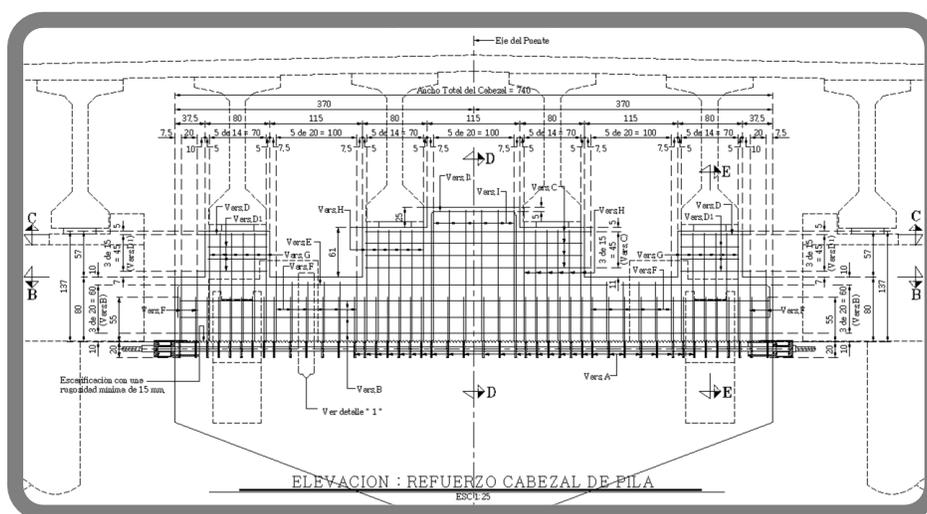


Figura 74: VISTA EN ELEVACIÓN DE LA ADECUACIÓN DEL CABEZAL DE LAS PILAS

En el caso de las pilas intermedias se incrementará la elevación de la corona en 80 cm y se demolerán los bancos de apoyo y topes sísmicos existentes para poder construirán 4 bancos de apoyo y un tope sísmico intermedio, todos de concreto reforzado.

e) Reforzamiento de Columnas de Pilas Intermedias

Debido al aumento significativo de las cargas vivas que circulan en el puente es necesario colocar un refuerzo estructural en la subestructura, específicamente en las columnas de las pilas. Dicho refuerzo estructural fue resuelto en lo que se conoce como un encamisamiento el cual consiste en colocar alrededor de la columna de las pilas un muro de concreto reforzado, que en este caso tendrá sección rectangular con extremos semicirculares, con el largo del volado del cabezal. Este a su vez será relleno de concreto, con esto aumenta la sección de la columna lo que a su vez ayudará al cabezal de las pilas a soportar los momentos producidos por las cargas de la superestructura. Las alturas de los encamisamientos varían respecto a la altura de cada pila sin embargo las secciones son las mismas por que las secciones de las pilas son iguales.

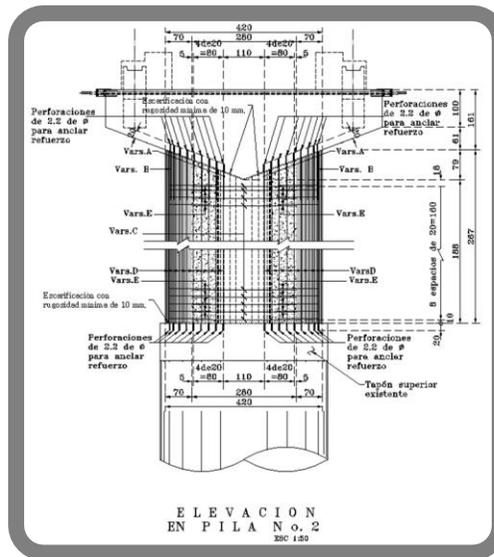


Figura 75: VISTA EN ELEVACIÓN DE REFUERZO DE PILAS INTERMEDIAS

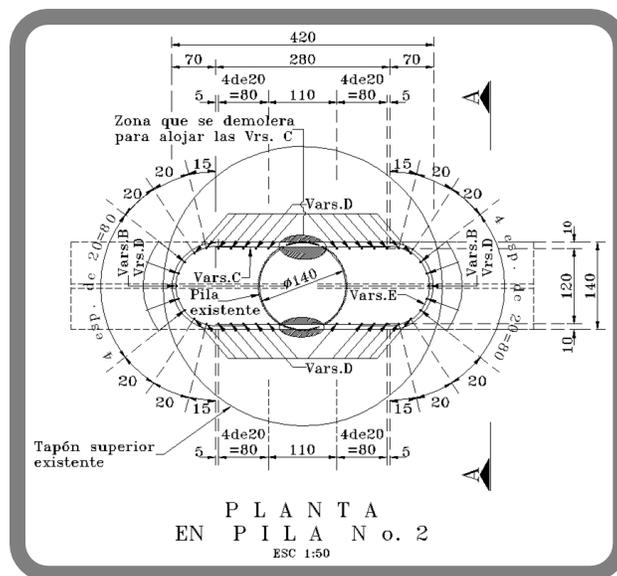


Figura 76: VISTA EN PLANTA DE REFUERZO DE PILAS INTERMEDIAS

f) Losas de Acceso

Para poder realizar el proyecto de sustitución de superestructura del puente Cadereyta es necesaria la demolición de la superestructura y la demolición de las losas de acceso existentes debido a que estas no son tan anchas como se necesitan, motivo por el cual se contempla la construcción de dos losas de acceso, una por acceso. Las losas medirán 5 m de largo por 20 m de ancho por 30 cm de espesor y contarán con ceja en un extremo.

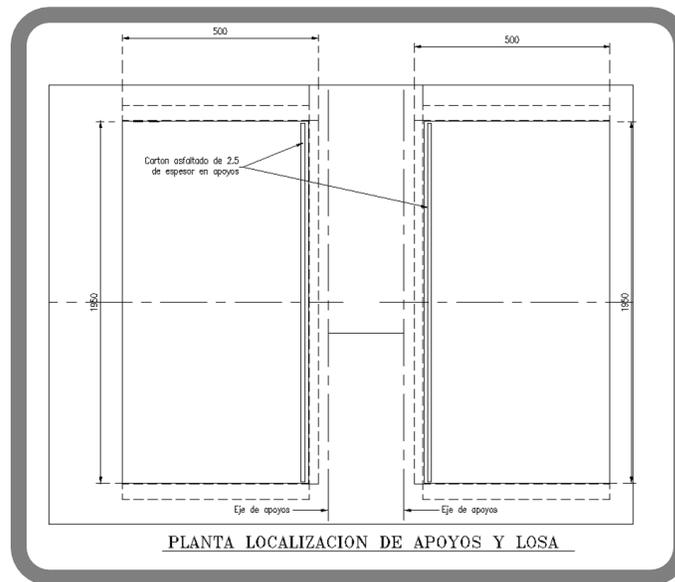


Figura 77: VISTA EN PLANTA DE LOSAS DE ACCESO

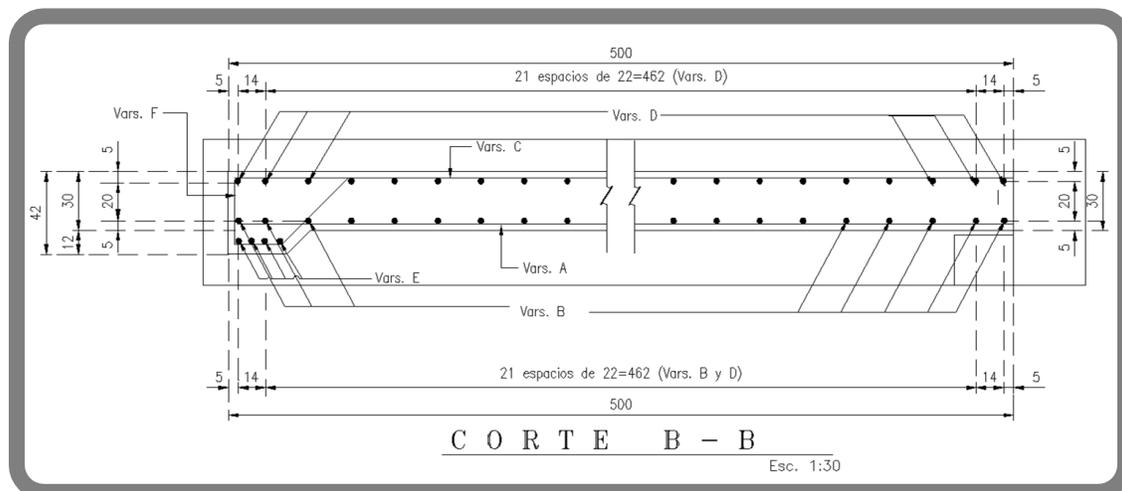


Figura 78: VISTA EN CORTE DE LOSAS DE ACCESO

g) Superestructura: Losa y Diafragmas

Para este proyecto la superestructura consta de cinco claros de losa de concreto reforzado con dos parrillas de acero del 4c y con 4 diafragmas de concreto reforzado de 30 cm de espesor, dos extremos y dos intermedios en cada uno de los claros. La losa tendrá 20 cm de espesor, 20 m de ancho y un largo 34.70 m. por claro.

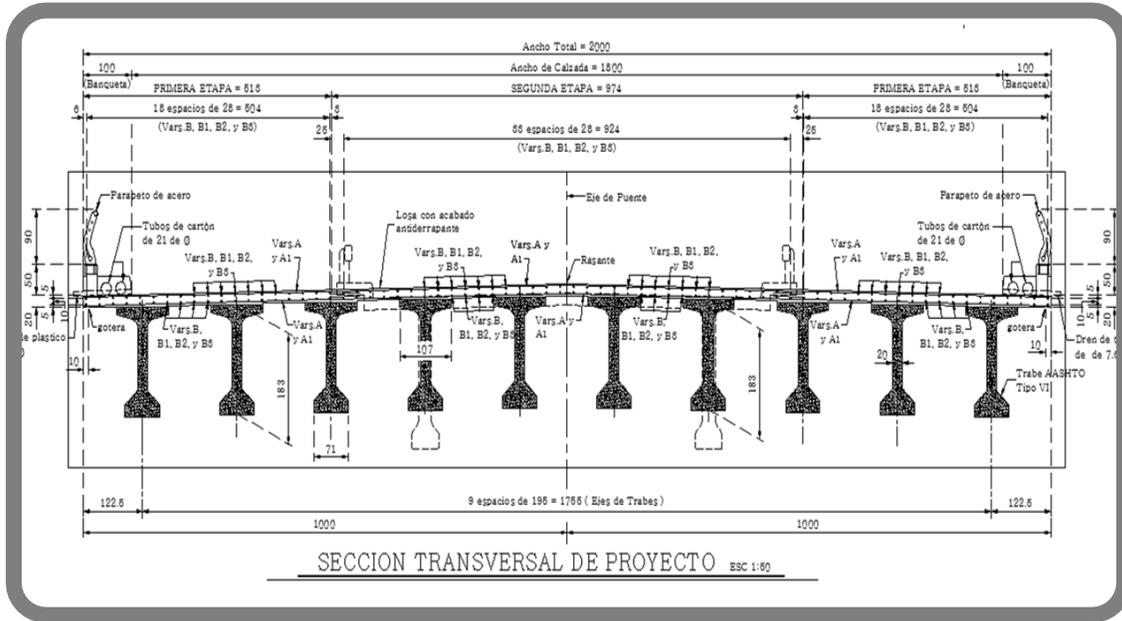


Figura 79: SECCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA NUEVA

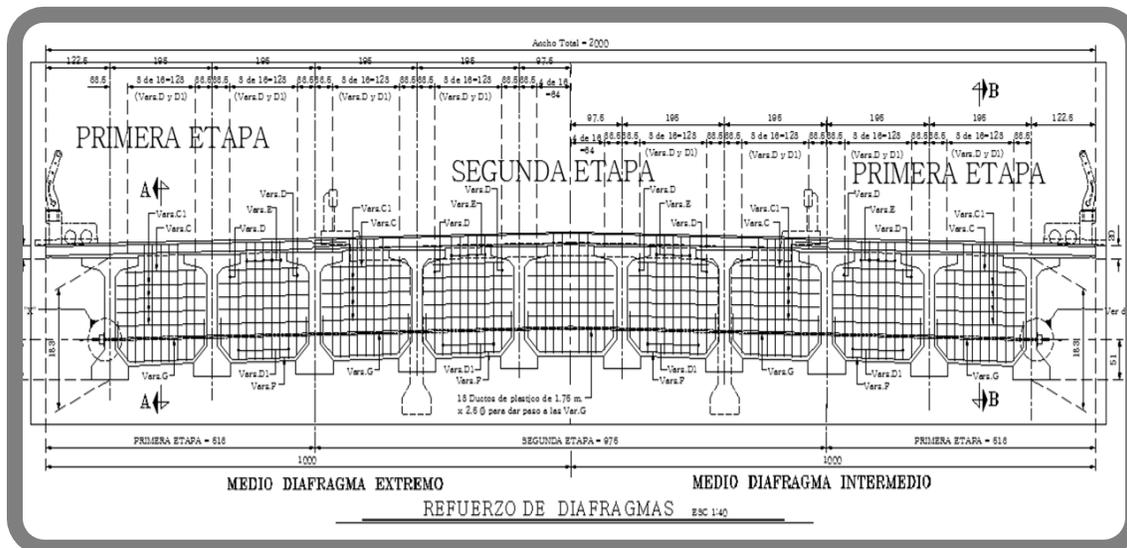


Figura 80: DETALLE DEL REFUERZO DE LOS DIAFRAGMAS DE LA SUPERESTRUCTURA

h) Superestructura: Trabes

Esta alternativa de solución contempla la sustitución de las nervaduras que tiene actualmente la superestructura del puente por 10 traveses AASHTO tipo VI, motivo por el cual es necesaria la creación de una memoria de cálculo para determinar la cantidad de torones con que debe contar cada trabe AASHTO tipo VI para un claro de 34.70 m, que además deben poder soportar la carga muerta y viva de la superestructura. También se crearon los planos de las traveses en donde puede observarse el armado y el presfuerzo que lleva cada trabe “tipo”, que en este caso serán de 34.70 m.

(véanse figuras: 81, 82 y 83)

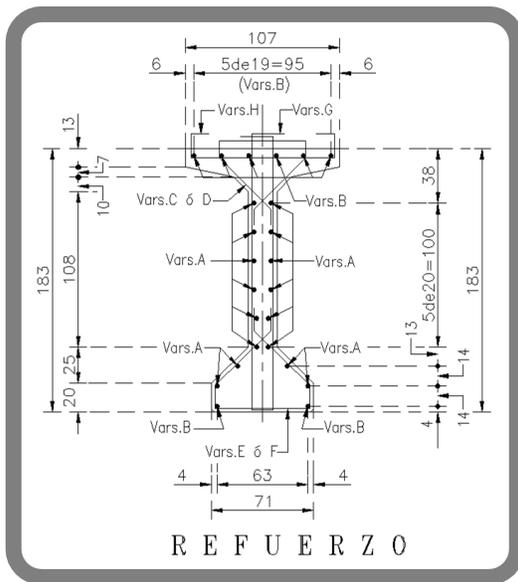


Figura 81: REFUERZO DE LAS TRABES

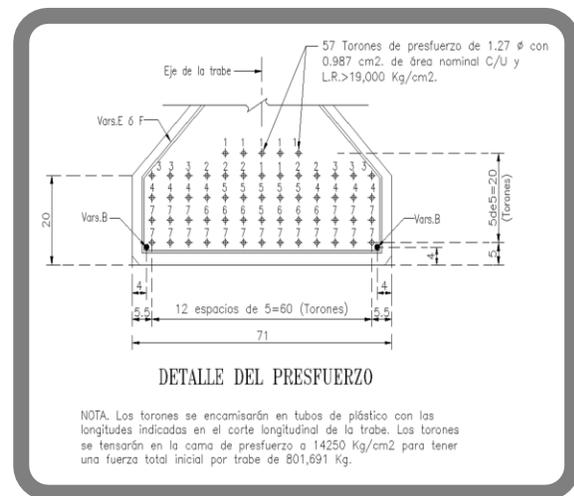


Figura 82: DETALLE DEL PRESFUERZO

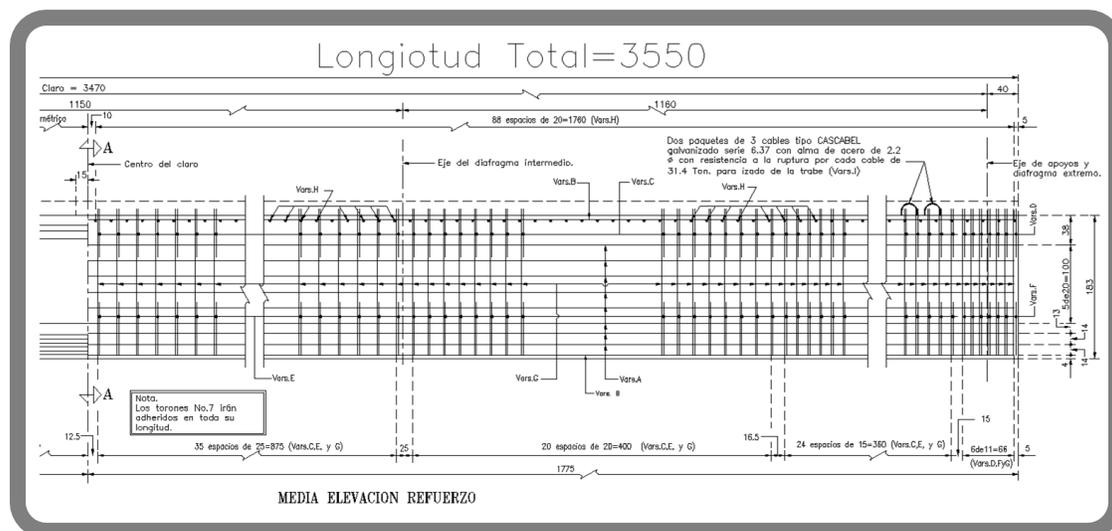


Figura 83: REFUERZO POR CORTANTE DE LAS TRABES

i) Reparación de Daños

Como parte complementaria del proyecto de sustitución se realizarán las reparaciones a los daños encontrados en la inspección detallada del puente Cadereyta los cuales serán evaluados, cuantificados y se explicara el procedimiento a seguir para tratar los daños.

Los daños que se tratarán en este proyecto son:

- Inyección de grietas en Caballete No. 1 con resina epoxica.
- Protección de enrocamiento para evitar socavación al pie estribo 6 y pilas 4 y 5.
- Aplicación de sellador de fisuras en cabezales de caballete No. 1 y pilas intermedias.
- Aplicación de pintura vinílica en cuerpo de pilas y corona de estribo 6.
- Aplicación de pintura vinílica en traveses extremas.
- Colocación de defensa de lámina en accesos.
- Reparación de bordillos y lavaderos en accesos.
- Construcción de guarniciones en accesos.
- Ampliación del cuerpo de terraplén.

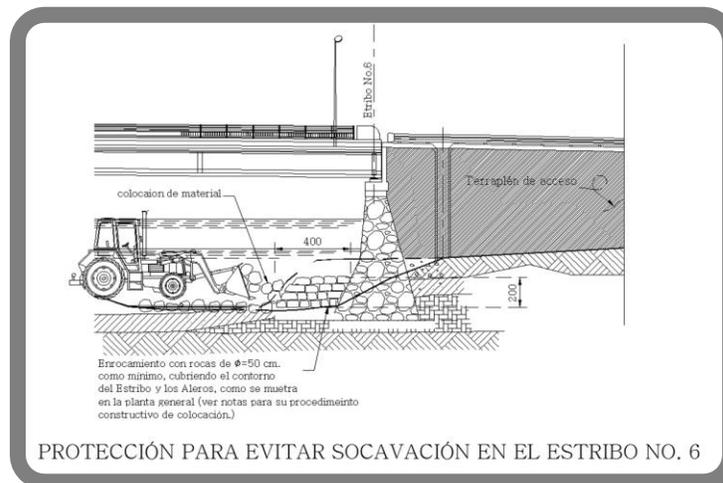


Figura 84: ETAPAS DEL PROCESO DE REPARACIÓN DE DAÑOS

j) Procedimiento Constructivo

Se realizó un procedimiento constructivo el cual da los tiempos y la metodología a seguir en los distintos trabajos que se realizaran en el puente y que quedó constituido de la siguiente forma:

- 1- Antes de comenzar los trabajos se podrán mandar a fabricar las traveses presforzadas y los apoyos de neopreno.
- 2- Se colocará el señalamiento de obra en su primera etapa, solamente disminuyendo la velocidad sobre el puente, antes de comenzar cualquier trabajo.
- 3- Colocado el señalamiento de obra se procederá a demoler parte de la banqueta y el parapeto existente de ambos lados del puente al mismo tiempo.
- 4- Demolido el parapeto se procederá a construir las ampliaciones del caballete No. 1, las pilas intermedias y del estribo No. 6 como se muestra en los planos correspondientes.
- 5- Ampliada la subestructura se procederá a montar 3 traveses por cada lado de la ampliación.
- 6- Colocada las traveses en su posición de proyecto se procederá a cimbrar, armar y colar la losa con su terminado antiderrapante, hasta los paños indicados de la primera etapa, teniendo cuidado de dejar ancladas las varillas de la guarnición, banquetas y herrajes de la junta de dilatación, así también se tendrá cuidado de dejar varillas al descubierto para posteriormente traslaparlas.
- 7- Colada la ampliación de la losa se procederá a colar la guarnición y banquetas de ambos lados, prosiguiendo con la colocación del parapeto después de que el concreto haya alcanzado una resistencia de 200 Kg/cm².
- 8- Al mismo tiempo se podrá construir la ampliación de los accesos en una longitud de 50m. de cada lado, como se muestra.
- 9- Alcanzada la resistencia de proyecto de la losa y construido los accesos se procederá a cambiar el señalamiento de obra en su segunda etapa, pasando el tráfico por las ampliaciones y cerrando los carriles centrales.
- 10- Cambiado el señalamiento de obra se procederá a demoler la superestructura del puente existente.
- 11- Demolido la superestructura se adecuarán los cabezales de la subestructura existente para alojar las nuevas traveses y se reforzará la columna de las pilas intermedias.
- 12- Adecuados los cabezales se inyectarán las grietas en el cabezal del caballete No.1 así también se sellarán las fisuras y se protegerá el concreto en los cabezales de las pilas intermedias con FOREVA.

13- Inyectadas las grietas y sellados los cabezales se procederá a montar las cuatro traves restantes y se cimbrará, armará y se colará la losa con un terminado antiderrapante, teniendo cuidado de traslapar las varillas que se dejaron al descubierto, también se tendrá cuidado de dejar anclados los herrajes de la junta de dilatación.

14- Alcanzada la resistencia de proyecto de la losa se colocará la banda de neopreno en una sola operación evitando cortes de la misma, también se pintarán las rayas divisorias de los carriles tanto en el puente como en los accesos.

15- Al mismo tiempo se podrán pintar las traves extremas, los volados de la losa con pintura vinílica color blanco y se protegerá el estribo No.6 y pilas no. 4 y 5 con un enrocamiento.

16- Terminados los trabajos se retira todo material producto de la construcción así como el señalamiento de obra para dar tránsito normal al puente.

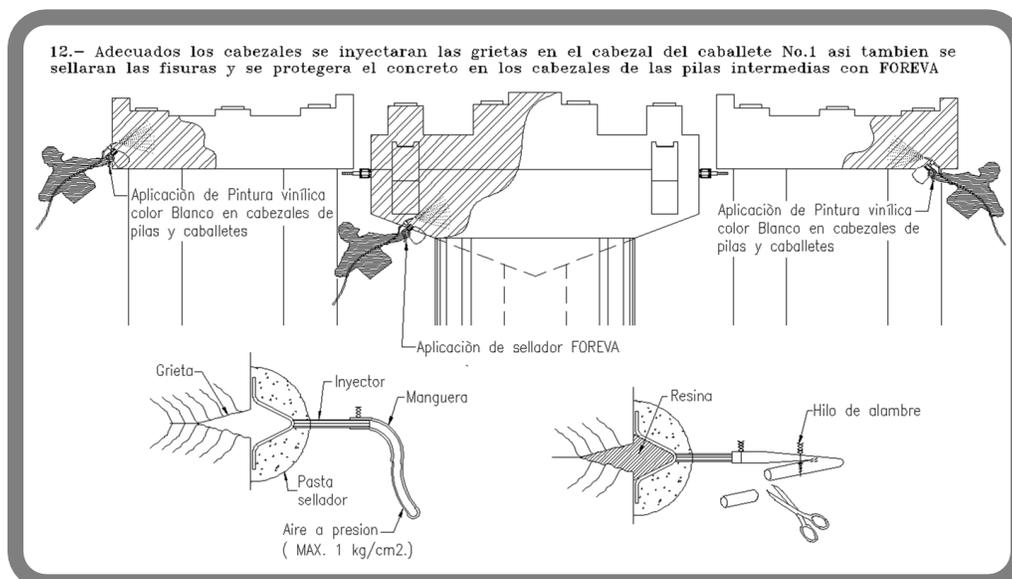
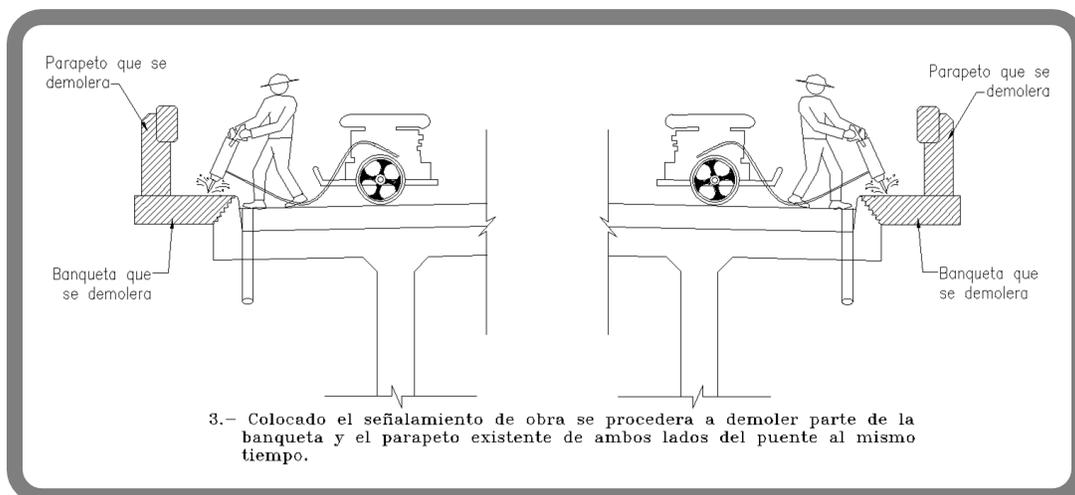


Figura 85: ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

k) Señalamiento de Obra

Por último dentro del proyecto de sustitución de superestructura del puente Cadereyta se creó un procedimiento de señalamiento de obra para organizar el tránsito de vehículos. Este está organizado en dos etapas, la primera etapa consiste en señalamiento preventivo de obra en el acceso al puente y la segunda es señalamiento restrictivo en donde se desvía el flujo de los autos hacia la nueva superficie de rodamiento creada.

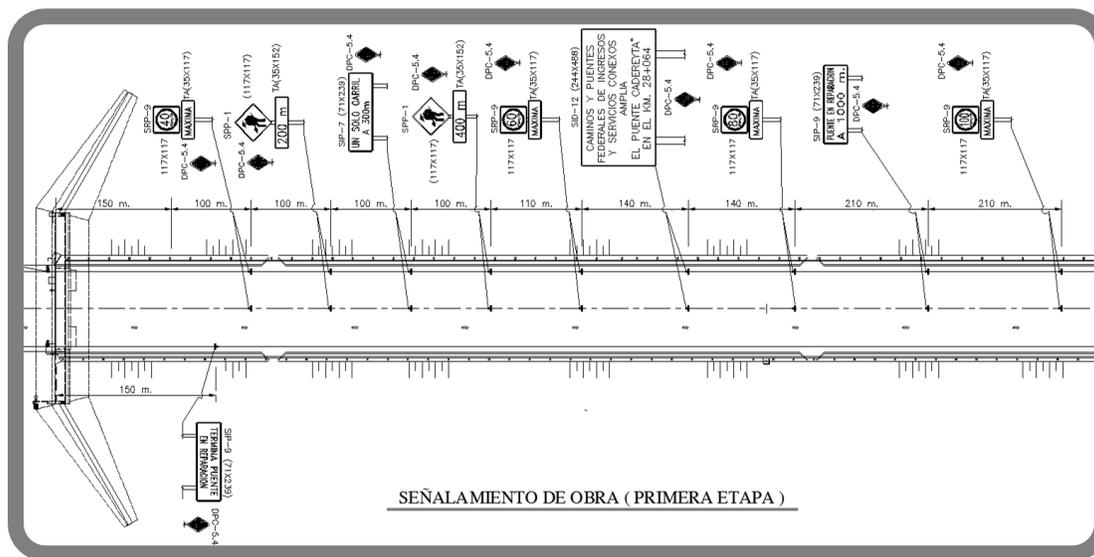


Figura 86: SEÑALAMIENTO DE OBRA EN SU PRIMERA ETAPA

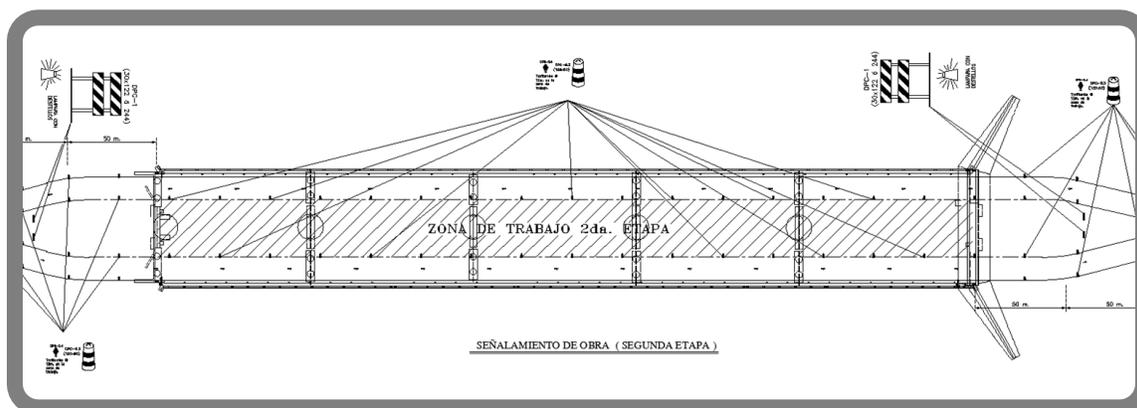


Figura 87: SEÑALAMIENTO DE OBRA EN SU SEGUNDA ETAPA

Todo lo anterior es a grandes rasgos la alternativa de solución número 2, como puede observarse esta alternativa es más ambiciosa puesto que implica una mayor inversión de tiempo y recursos, además de necesitar un mayor número de estudios y utilización de maquinaria especializada, sin embargo con esta solución se terminará con la problemática del puente además de que se eliminará la necesidad de realizar mantenimiento mayor a la estructura en un periodo de tiempo mayor puesto que la superestructura se está reemplazando, lo que implica que tenga una mayor probabilidad de no presentar problemas en un periodo mayor de tiempo, aunado a esto a la subestructura se le colocará un refuerzo que garantizara la integridad estructural de las pilas. Con esta alternativa se considera se tratará y resolverá de manera integral la problemática del puente.

En el caso de la alternativa de solución 1 puede notarse que no requiere de tanto tiempo y recursos, no requiere de un gran proyecto de ingeniería puesto que se trata solo de una adecuación de lo que ya se tiene y por último no requiere de la utilización de maquinaria especializada que eleva mucho el costo de la alternativa, sin embargo con esta alternativa solo se mitiga la problemática del puente mas no la resuelve puesto que se conservará la superestructura actual la cual ya cuenta con un refuerzo para cortante y momentos, los cuales por su naturaleza son más propensos a sufrir fallos además de que requieren de mantenimiento periódico.

Puede observarse en este capítulo que la presentación de las alternativas de solución fue muy básica puesto que en el siguiente capítulo se presentará a detalle la alternativa de solución que se escogió como la que se ejecutará en campo.

Por último se hizo la comparación de las ventajas y desventajas que presenta cada alternativa y se llegó a la determinación de ejecutar la alternativa de solución No, 2: Proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” debido a que con esta alternativa, a pesar de ser la menos económica, se resolverán de manera integral la problemática del puente Cadereyta y lo dejará en condiciones óptimas de seguridad y operación para el usuario.

En el siguiente capítulo se presentará de manera completa y detallada la elaboración del proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta”, que es motivo de esta tesis.

CAPÍTULO III

CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA AMPLIACIÓN DE SECCIÓN DEL PUENTE CADEREYTA

CAPÍTULO III: Criterios de diseño para la ampliación de sección del puente Cadereyta

De la misma forma en que se diseña cualquier obra de ingeniería civil, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales todo lo anterior sin dejar de considerar aspectos fundamentales tales como lo que se refiere a economía y estética.

3.1) Criterios generales para el diseño de puentes

Durante años, los ingenieros desarrollaron criterios de diseño para proveer un satisfactorio margen de seguridad a los puentes. Estos procedimientos de diseño fueron basados en los análisis de los efectos de las cargas y la resistencia de los materiales sin embargo estos procedimientos en principio no contemplaron factores tales como economía, durabilidad y estética, estos procedimientos de diseño se plasmaron en especificaciones de diseño para puentes.

Los primeros métodos de diseño se encuentran en las Especificaciones Estándar Para Puentes Carreteros AASHTO, luego fue sustituido por las Especificaciones LRFD Para el Diseño de Puentes Carreteros en el año 1994, las Especificaciones LRFD fueron desarrollados en el período 1988 a 1993 cuando estaban disponibles métodos probabilísticos basados en estadísticas, y que se convirtió en la base para cuantificar la seguridad.

Hay muchas variables que pueden intervenir en un criterio de diseño – por ejemplo, la vida de servicio esperada de una estructura, el grado para el cual el mantenimiento futuro debería ser asumido para conservar la resistencia original de la estructura, las formas de comportamiento frágil pueden ser evitadas, el grado para el cual se espera que el análisis represente exactamente los efectos de fuerza experimentados realmente por la estructura, la magnitud para la cual se piensa qué cargas son comprendidas y previsible, el grado para el cual el objetivo de los diseñadores será ayudado por rigurosos requisitos en los ensayos de los materiales e inspección minuciosa durante la construcción, el balance entre la necesidad de una alta precisión durante la construcción en términos de alineación y el posicionamiento comparado con tener prevista la desalineación y compensarlos en el diseño, y quizá fundamentalmente, las bases para introducir seguridad en las especificaciones de diseño.

Sin embargo en los últimos veinte años se ha adoptado el criterio de “durabilidad” en el diseño de las obras de ingeniería civil. Países industrializados como los EEUU y algunos en Europa (España, Francia, Gran Bretaña, etc.), al igual que Japón, han tomado a la durabilidad como un tema de gran importancia, invirtiendo sumas millonarias en estudios de investigación específicos.

Hace poco tiempo, aproximadamente una década, estos países han estado intentando incluir en sus códigos de diseño recomendaciones básicas para obtener un mejor uso de los materiales y así poder fabricar estructuras más durables. El principio fundamental de estas recomendaciones ha sido proporcionar las bases para el diseño por durabilidad de estructuras bajo condiciones ambientales diversas. Aunque innovadoras en su época, estas recomendaciones no contemplan la determinación directa de la durabilidad, sino que proporcionan las reglas de ‘que se debe y no debe hacerse’ para obtener estructuras durables a diversos agentes externos.

No es hasta el año 1996 cuando en el reporte técnico 130-CSL de la RILEM, “Durability Design of Concrete Structures,” se propuso una metodología más completa sobre el tema de diseño por durabilidad. Este reporte estipula que: “Las estructuras deben de ser diseñadas de tal manera que su nivel mínimo de confiabilidad se asegure durante la vida útil propuesta, a pesar de degradaciones y envejecimiento de los materiales.”

Es de primordial importancia cambiar la mentalidad del ingeniero (en particular del ingeniero civil) con relación al diseño de una estructura, o elemento estructural: es necesario el diseño por cargas y por durabilidad conjuntamente para generar estructuras con una relación de costo/beneficio rentable además se pretende también iniciar al ingeniero civil o estructurista en el ‘arte’ de selección de un concreto (o propiedades de la mezcla del concreto) y obtener así un elemento estructural cuya vida útil se maximice.

Previamente a que en general se adoptara un criterio de durabilidad en el diseño de puentes, los criterios generales para el diseño de puentes eran los siguientes:

- ESTADOS LÍMITE

Todos los criterios de diseño son escritos para establecer un nivel aceptable de seguridad. Hay muchos métodos para intentar proveer seguridad y el método inherente en muchos criterios modernos de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades, este criterio inherente se encuentra en las Especificaciones LRFD, OHBDC, y CHBDC.

El criterio para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original. Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Límite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos, o todos, de los cuatro Estados Límite definidos abajo para cada componente de diseño en un puente.

EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño.

EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AAHSTO.

EL ESTADO DEL LÍMITE DE RESISTENCIA

Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentará durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

LOS ESTADOS LÍMITES CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS

Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto, cuando es embestido por una embarcación o vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la infraestructura esté en condiciones socavadas.

Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente. La probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentará considerables deformaciones inelásticas.

DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es no menor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de las componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad son satisfechos.

IMPORTANCIA OPERATIVA

El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural tienen importancia operativa. Si un puente es considerado de importancia operativa n , será tomado como no menor de 1.05. En otros casos puede ser tomado como no menor de 0.95.

En ocasiones el resultado de diseñar con estos criterios de diseño arroja secciones estructurales demasiado grandes; es decir, que se está sobre diseñando la estructura y por ende no se toma en cuenta el factor económico y estético que juegan un rol muy importante en la concepción del proyecto. Además de que los daños existentes en puentes diseñados con estos criterios son muestra de que no se tomó en cuenta el criterio de durabilidad a la hora de diseñar. Lo anterior es motivo por el cual actualmente en los criterios de diseño de puentes se ha adoptado un diseño de durabilidad.

A continuación se describen los principales criterios para un diseño por durabilidad:

- DISEÑO POR DURABILIDAD

FUNCIONALIDAD Y DURABILIDAD

La funcionalidad es una cantidad cuantificable que está en función de la capacidad de carga de la estructura. La funcionalidad (o capacidad de carga) se cuantifica basándose en el tiempo que se pretende dure la estructura. Cuando el concepto tiempo entra en juego en la evaluación de la funcionalidad de una estructura, varios factores externos (o factores de degradación) resultan en un primer plano. Como la funcionalidad está íntimamente relacionada con la durabilidad de una estructura, ésta se puede definir como la habilidad de mantener la funcionalidad requerida.

DEGRADACIÓN

El concepto de degradación es, por definición, el decremento gradual de la funcionalidad de la estructura con el tiempo. Se puede cuantificar a la degradación como el inverso de la funcionalidad.

VIDA ÚTIL

Se propone una definición clara para el concepto de vida útil de una estructura: "periodo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento." Es decir si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética), ésta ya sobrepasó el periodo de su vida útil.

Como un ejemplo se tiene una subestructura de un puente en el estado de Tamaulipas (en Tampico) la cual presenta fisuras o grietas en la superficie del concreto en una zapata. Estas grietas aparentemente fueron producidas por que el acero refuerzo ya se encontraban corroyéndose. Si se sigue la definición “al pie de la letra” de vida útil, esta zapata puede conservar su seguridad y funcionalidad, pero no es estética por la apariencia de dicha grieta. Por lo tanto, ese elemento en particular podría haber sobrepasado su vida útil y necesitaría ser reparado.

VIDA RESIDUAL

Se entiende por vida residual al tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite aceptable (fin de la vida útil). Este es el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original; esto es que sea segura, funcional y estética. En pocas palabras, la etapa de vida residual es el tiempo que tiene el dueño de la estructura, o elemento estructural, para repararla antes que la degradación avance hasta el límite de posible colapso. Un ejemplo de este estado límite se presenta en la losa de otro puente en el estado de Michoacán (20 Km al sur de Morelia).

La losa mostraba desprendimiento notorio del recubrimiento, producido por la corrosión severa de la varilla de refuerzo. Por definición esta losa se encuentra más allá de su vida útil, ya que la degradación que presenta esta más allá de una simple grieta o mancha de óxido. Esta degradación inclusive puede ser suficiente para producir una falla local en ese puente. Una reparación es inminente antes de que se produzca un colapso (o falla) de la losa.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO Y ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Los valores mínimos de servicio (o valores máximos aceptables de degradación) son llamados los estados límites de la durabilidad de una estructura. Estos son principalmente dos: 1) Estado límite de servicio (ELS) y 2) el estado límite último (ELU).

El primero (ELS) correspondería al punto en el tiempo en el cual la estructura ha llegado a su vida útil, o sea, es el estado en el cual los requerimientos de servicio de una estructura o elemento estructural (seguridad, funcionalidad y estética) ya no se cumplen.

El ELU, en el segundo caso, es el estado en que la estructura o elemento estructural se encuentra asociado con colapso u otra forma similar de falla estructural.

PROBABILIDAD DE FALLA

La probabilidad de falla se podría definir como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea el ELS o el ELU. El término 'falla por durabilidad' es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de 'falla mecánica,' la cual es causada por cargas mecánicas externas. Es importante notar que la falla por durabilidad podría generar una falla mecánica.

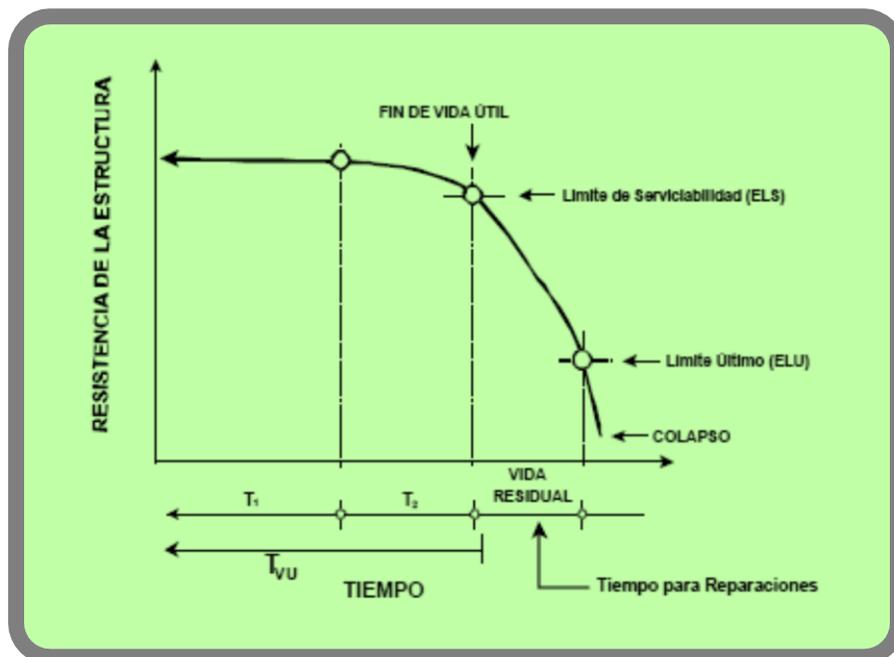


Figura 88: GRAFICA: TIEMPO-RESISTENCIA

Criterios de diseño Aplicados en el Proyecto de Ampliación de Sección del Puente Cadereyta

El desarrollo de este proyecto se rige por los Manuales de Diseño de Obras Civiles por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), por las distintas Normas y Especificaciones emitidas por la Secretaría de Comunicaciones Transporte (S.C.T.), así como por las Normas Técnicas de la American Asociation of State Higway and Transportations Officials (AASHTO).

En este caso, la Ampliación de Sección del Puente Cadereyta, se implementó un diseño basado en los estados límite. Sin embargo se tuvieron que utilizar dos métodos de diseño por las condiciones del puente y requerimientos por parte de CAPUFE, para los cabezales de caballetes el método elástico (esfuerzos permisibles), para las columnas de los caballetes el método plástico (esfuerzo último).

Las condiciones del puente, por las que se tuvo que diseñar las secciones de cabezales por el método de esfuerzos permisibles, son debido a que como se conserva la subestructura existente se torna necesario empatar las secciones de los cabezales, diafragmas etc. por lo que las secciones estructurales tienen que ser similares. Por otra parte, CAPUFE, en el aspecto de las secciones estructurales tienden a ser más conservadores y optan por diseñarlas y revisarlas por el método elástico aunque esto implique que las secciones resultantes sean más grandes y por tanto menos económicas. Esto lo hacen debido a que el empleo de estas secciones les ha resultado; es decir, por experiencia con estas secciones no se han tenido problemas estructurales mayores en los puentes que cuentan con las mismas, además de que tienen como fin darle un mayor porcentaje de seguridad estructural al puente ante un evento extremo.

Cabe mencionar que las secciones de las columnas fueron diseñadas y revisadas con el método plástico lo que arroja secciones considerablemente menores a las que hubieran resultado si se diseñaran y revisararan por el método elástico. En el caso de este proyecto fue necesario aplicar el método plástico a las secciones de columnas debido a que por experiencia se conocen las secciones que se obtendrían de las columnas si se diseñaran por el método elástico, las cuales no coincidirían geométrica y estructuralmente con el armado de los cabezales.

Por otra parte, en la concepción de un proyecto de diseño de un puente normalmente intervienen muchas consideraciones sobre lo que va a ser la estructura y estudios previos tales como:

- Estudios Topográficos
- Estudios Topohidraulicos
- Estudios Hidrológicos
- Estudios Mecánica de Suelos
- Estudios de Construcción
- Estudios de Transito
- Determinación de la Longitud del Puente a partir de las Condiciones Topográficas
- Determinación del Tipo de Cimentación y la Profundidad de Desplante
- Determinación de Longitud de los Claros Parciales y Elevación de la Rasante
- Elección del tipo de Superestructura y Subestructura

Sin embargo es muy importante señalar que debido a las condiciones particulares de este proyecto no fue necesario realizar tantos estudios así como tener tantas consideraciones acerca de las características de la estructura, esto es debido a que los estudios y consideraciones antes mencionados deben tomarse en cuenta en la concepción de un proyecto para el diseño de un puente cuando el caso es el diseño de un puente nuevo, lo cual no es el caso de este proyecto puesto que se conservará la subestructura por tanto automáticamente podemos saber la longitud del puente así como las longitudes de los tramos y elimina la necesidad de tener que determinar un tipo de cimentación así como la elevación de desplante de la infraestructura.

En el caso de los estudios necesarios para el desarrollo de este proyecto, teniendo en mente que se conservará la subestructura y conociendo las condiciones de la zona en donde se realizará el proyecto, nos elimina la necesidad de realizar estudios de campo, puesto que el puente ya está construido y solo se está haciendo una modernización a la superestructura. De tal modo que las condiciones tales como: longitudes de claros, tipo de cimentación, ancho de subestructura y perfil de socavación ya se tienen debido a que se conservará la subestructura.

Por tanto los principales criterios y estudios necesarios en la concepción de este proyecto están descritos detalladamente en los siguientes subtemas.

3.2) Mecánica de Suelos

El objetivo principal de la Mecánica de Suelos es estudiar el comportamiento del suelo para ser usado como material de construcción o como base de sustentación de las obras de ingeniería. Como es bien sabido toda obra de Ingeniería civil tendrá que ser desplantada ya sea en un suelo o sobre un manto rocoso. El tipo de cimentación que se requiera dependerá de factores, tales como, el tipo de suelo, los asentamientos permisibles de la estructura, la magnitud y distribución de las cargas, la presencia de aguas freáticas, la sismicidad, la velocidad máxima del viento, el hundimiento regional, etc.

La importancia de los estudios de la mecánica de suelos radica en el hecho de que si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, produciendo a su vez deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomes que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

La Mecánica de Suelos también se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo de agua, hacia su interior, hacia el exterior y a través de su masa, tomando en cuenta que resulte económicamente factible usarlo como material de construcción. A un ingeniero le interesa identificar y determinar la conveniencia o no de usar el suelo como material para construir rellenos en caminos, canales de conducción y distribución de los sistemas de riego, obras hidráulicas, entre otros.

Para esto es necesario obtener muestras representativas del suelo que se someten a pruebas de laboratorio, tomando en cuenta que el muestreo y los ensayos se realizan necesariamente sobre pequeñas muestras de población, es necesario emplear algún método estadístico para estimar la viabilidad técnica de los resultados. El ingeniero pronosticará las características de carga-deformación de rellenos naturales o compactados, que soportan cualquier construcción o como estructura de suelo.

Para el caso de diseño de un puente los principales objetivos de un estudio de mecánica de suelos son los siguientes:

- 1) Determinar la estratigrafía de subsuelo, así como sus propiedades índice y mecánicas más importantes.
- 2) Proponer la solución de cimentación que deberá tener cada uno de los apoyos de la estructura.
- 3) Calcular la capacidad de carga neta admisible para diseñar la cimentación propuesta.
- 4) Calcular la profundidad máxima de socavación esperada.
- 5) Proponer el procedimiento constructivo de la cimentación del puente.

Dichos estudios de mecánica de suelos, para el caso de desarrollo del proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” no se consideró necesario realizarlos debido a las condiciones del proyecto las cuales son la conservación tanto de la subestructura como la infraestructura actual del puente puesto que de estas se tiene conocimiento de que la infraestructura fue desplantada en una capa de roca caliza así como las elevaciones de desplante de la infraestructura. motivo por el cual se tomarán dichas elevaciones para desplantar la infraestructura de la nuevas secciones.

Sin embargo aunque no se tenga un estudio de mecánica de suelos puede conocerse a grandes rasgos el perfil del suelo de la región en donde se ubica el puente, esto mediante las cartas edafológicas proporcionadas por el INEGI y con esto tener mayor referencia del comportamiento del suelo ante la acción de una carga como la que descarga la infraestructura del puente.

A continuación se presenta una sección de la carta edafológica de Monterrey GI4C26 en donde se puede observar y determinar el perfil aproximado de la zona donde se ubica el puente:

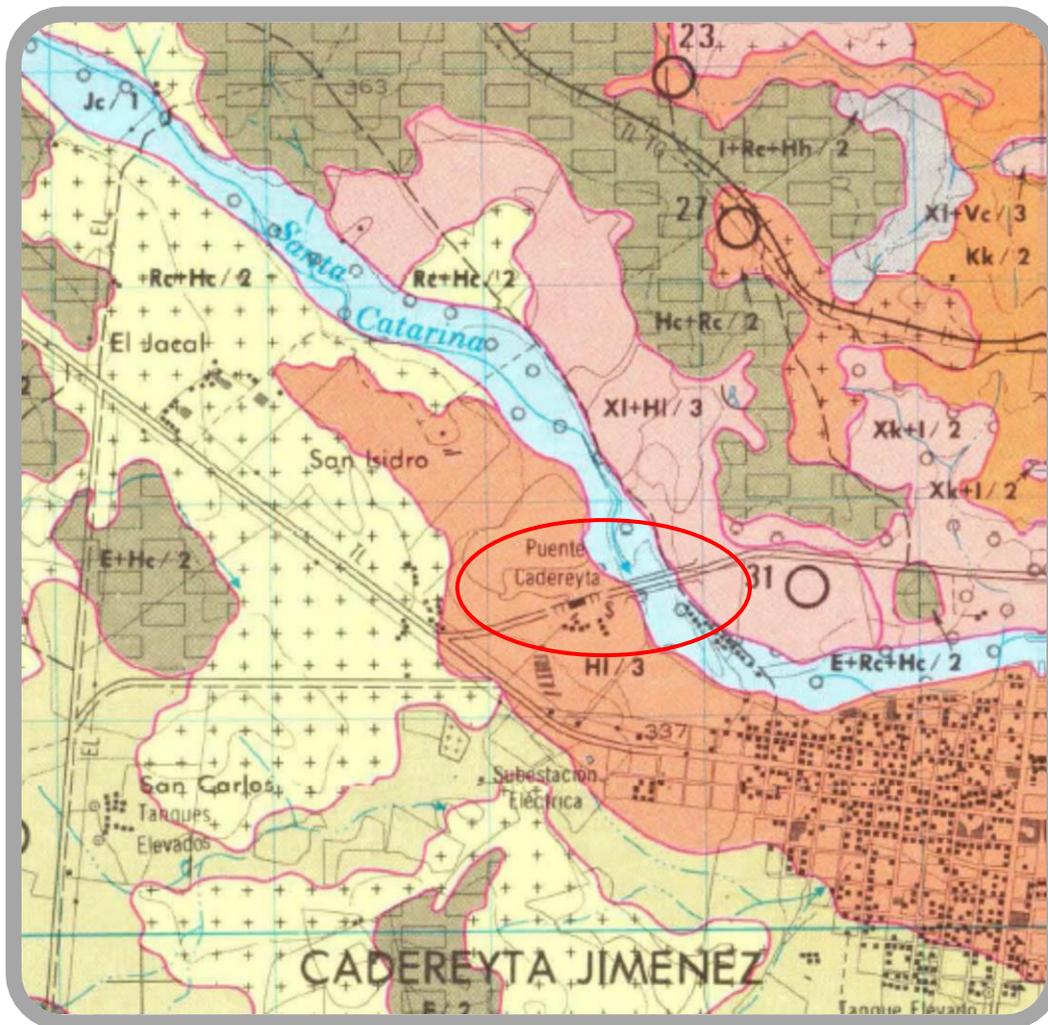


Figura 88: CARTA EDAFOLÓGICA DE MONTERREY GI4C26

En la figura 88 podemos observar en color azul la trayectoria del río Santa Catarina, el cual es el río que libra el puente Cadereyta, además de delimitar la trayectoria del río, el color azul nos indica que en esa región el perfil y suelo predominante es distinto al de las otras regiones definidas de distinto color. También puede observarse dentro de un ovalo color rojo el lugar exacto del puente Cadereyta.

En este caso la región en donde se ubica el puente puede definirse la clase de suelo como Jc/1 lo que quiere decir que el suelo predominante es el Fluvisol Calcarico de Clase Textural Gruesa y Fase Física Gravosa.

Lo anterior nos indica la clase del suelo en donde se quiere desplantar la nueva infraestructura; sin embargo, como se tiene referencia de la existencia de una capa de roca caliza en donde esta desplantada la infraestructura actual del puente y las elevaciones de desplante, estas mismas se ocupará para desplantar la nueva infraestructura a base de columnas de concreto reforzado de 1.2 m de diámetro.

A continuación se presenta una memoria de cálculo en la cual se justifica que la capacidad de carga de la roca caliza en donde se va a desplantar la infraestructura es suficiente para soportar las cargas que se proyecta tengan los nuevos elementos estructurales.

MEMORIA DE CÁLCULO

Capacidad de carga de los pilotes

Se propone cimentar el nuevo puente mediante pilotes de concreto reforzado, colados en el lugar, de 1.2 m de diámetro, desplantados dentro de una capa de roca caliza estratificada.

La capacidad de carga admisible se calculó con el criterio descrito en el apartado 3.2.1.1.1 Cimentaciones profundas en roca, del manual de diseño y construcción de pilas y pilotes de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, ahora Sociedad Mexicana de Geotecnia.

$$q_a = (q_u)_c K_{sp} d$$

Ec: 1.0

en donde:

q_a = Capacidad de carga permisible, t/m²

$(q_u)_c$ = Resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de roca, en t/m².

K_{sp} = Coeficiente empírico que depende de las discontinuidades de la roca.

d = Factor de profundidad, $d = 0.8 + 0.2H_s/B \leq 2$

H_s = Profundidad de empotramiento en la roca resistente, m.

B = Diámetro de la cavidad, m.

Para el análisis se consideró una resistencia a la compresión no confinada de 11,000 t/m² como se muestra en la tabla 4:

TABLA 4 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-MECÁNICAS DE VARIOS TIPOS DE ROCAS

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	DENSIDAD (Tm /m ³)
Andesita	1.500-2.500	2,5 a 2,8
Arcillita	280-800	2,2 a 2,7
Arenisca	80-2.000	1,6 a 2,9
Basalto	2.000-4.000	2,7 a 2,8
Caliza	800-1.500	1,5 a 2,8
Conglomerado	1.400	2,0 a 2,7
Cuarcita	900-4.700	2,3 a 2,7
Dacita	1200-5000	2,5 a 2,75
Diabasa	1.600-2.400	2,8 a 3,1
Dolomía	360-5.600	2,2 a 2,9
Esquisto	108-2.300	2,7 a 2,9
Gabro	1500-2800	2,8 a 3,1
Gneis	1.500-3.000	2,5 a 2,8
Granito alterado	108-1.450	2,5 a 2,6
Granito sano	800-2.700	2,5 a 2,8
Grauvaca	2.000-2.500	2,6 a 2,7
Marga	35-1.970	2,6 a 2,7
Mármol	800-1.500	2,6 a 2,8
Micacita	200-653	2,4 a 3,2
Pizarra	2.000-2.500	2,7 a 2,8
Riolita	800-1600	2,45 a 2,6
Traquita	3.300	2,70
Yeso	40-430	2,2 a 2,3

Al sustituirse los valores correspondientes se obtuvo:

$$(q_u)_c = 11,000 \text{ t/m}^2.$$

$$K_{sp} = 0.1$$

$$d = 0.8 + 0.2 (0.5/1.2) = 0.88$$

$$q_a = 11,000 \times 0.1 \times 0.88 = 968 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga admisible que considera un F.S.= 3

Se recomienda diseñar con capacidad de carga para fines de diseño de 300 t/pilote, ya descontado el peso propio del pilote.

Asentamientos en la cimentación.

Por la naturaleza del material de desplante, se considera que la deformación más representativa es la del tipo elástico, por ello la magnitud de los asentamientos se calculará como:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} \tag{Ec: 2.0}$$

Donde:

$S_{e(1)}$ = Asentamiento elástico del pilote.

$S_{e(2)}$ = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote.

A su vez:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \varepsilon Q_{ws})L}{A_p E_p} \tag{Ec: 2.1}$$

Q_{wp} = Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = Carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

A_p = Área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote.

ε = Factor que depende de la forma de la distribución de la fricción en el fuste.

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \tag{Ec: 2.2}$$

D = Ancho o diámetro del pilote.

q_{wp} = Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote (Q_{wp}/A_p).

E_s = Módulo de elasticidad del suelo bajo la punta del pilote.

μ_s = relación de Poisson del suelo.

I_{wp} = Factor de influencia ≈ 0.85 .

Sustituyendo los valores respectivos, empleando una tabla de EXCEL:

Tabla 5: DEFORMACIÓN RESULTANTE

Diametro (m)	Area Transversal (m2)	Qwp (t)	L	Ep (t/m2)	Es (t/m2)	μ_s	Se(1) (m)	Se(2) (m)	Se (m)
1.2	1.13	250	13.5	2424871	304520	0.3	0.0006381	0.0006738	0.0013119

La deformación resulta de orden despreciable.

Asentamientos en terraplenes de acceso

No se presentarán asentamientos de importancia en los terraplenes de acceso, puesto que el suelo se ha deformado bajo las cargas de los terraplenes de acceso existentes.

Socavación general

Se estima que la socavación no afectará la cimentación del puente durante la vida útil del mismo, puesto que se ha observado una disminución importante del nivel del NAMO con el que se proyectó la estructura en comparación con el nivel del NAMO actual, es tal la disminución de la avenida del río que en la actualidad solamente hay existe tirante del río en los dos últimos claros, aunado a esto se tiene proyectada la colocación de una protección de enrocamiento a base de muro gavión al pie de las pilas No. 4, 5 y el estribo No. 6 en donde se ha observado ligera socavación en época de lluvias.

Con esta memoria de cálculo podemos concluir que la infraestructura a base de pilas de concreto reforzado de 1.2 m de diámetro desplantadas sobre la capa de roca caliza estratificada localizada en la zona donde se ubica el puente, es adecuada puesto que el máximo de carga que deberá soportar cada columna es de 250 t/m^2 , que es menor en comparación con la capacidad de carga admisible del suelo con un factor de seguridad de 3, la cual nos dio de 300 t/m^2 .

3.3) Topográficos

La Topografía se puede entender como una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Consiste en plasmar en un plano la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre; en el ámbito urbano, es la descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.

Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la x y la y competencia de la planimetría, y la z de la altimetría. El conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de puntos y posteriormente su representación en un plano es lo que se llama comúnmente "levantamiento topográfico". La mayor parte de los levantamientos, tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes así como la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos, por lo cual estos trabajos también se consideran incluidos dentro de la Topografía.

Los mapas topográficos utilizan el sistema de representación de planos acotados, mostrando la elevación del terreno utilizando líneas que conectan los puntos con la misma cota respecto de un plano de referencia, denominadas curvas de nivel, en cuyo caso se dice que el mapa es hipsográfico. La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

Objetivos y Alcances

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional.

Debido a las condiciones y necesidades para la realización del proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” los requerimientos de datos topográficos fueron muy básicos, limitándose a la necesidad de conocer las elevaciones de rasantes y niveles de terreno natural en el área de apoyos.

Es por eso que para el presente estudio primeramente se realizó un reconocimiento de la zona de cruce o bien, de la zona en donde se construirán las nuevas secciones estructurales del puente con el propósito de conocer las condiciones generales del terreno, se realizó un levantamiento general de la zona, así como un levantamiento configurativo del terreno en la zona de cruce que consistió en: planta general, perfil eje de carpeta, puntos de control lado izquierdo y puntos de control lado derecho.

El levantamiento topográfico se realizó en cuatro días; en su totalidad se pudo levantar con la Estación Total, al mismo tiempo se realizó una nivelación topográfica mediante un nivel topográfico.

En general la dificultad fue mínima y no hubo problemas para realizar los estudios debido a que al tiempo de realizar los trabajos de levantamiento topográfico y de nivelación, en el puente, se estaban realizando trabajos de inspección detallada motivo por el cual se vio en la necesidad de cerrar un carril a la circulación lo que a su vez facilitó los trabajos de levantamiento y nivelación. Como conclusión se deja claro que tampoco hubo dificultad en la identificación de los desniveles, éstos están bastante claros y fáciles de identificar.

Concluido el trabajo de campo, con todos los datos obtenidos se ha procedido a realizar el cálculo determinándose las coordenadas UTM, para luego proceder al cálculo de coordenadas de cada punto y sus respectivas alturas referidas a las referencias topográficas siendo estas dos bancos de nivel ubicados cercanos a la estructura.

Concluido los cálculos respectivos y depuración de datos, se procedió a confeccionar el plano topográfico interpolando curvas de nivel para posteriormente exportarlos al paquete AUTO CAD 2012, donde se diseñó el plano a escala adecuada; con curvas de nivel a intervalos de 1.0 m. mismo que se ocupará posteriormente para determinar la geometría de las secciones estructurales nuevas.

A continuación se presenta el reporte fotográfico de los trabajos realizados en campo para la obtención del levantamiento topográfico

REPORTE FOTOGRÁFICO DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



Figura 89: BN 29-2 CAD.27+960.47 A 19.23 m LADO DERECHO SOBRE MOJONERA CON ELEVACIÓN PROMEDIO =333.574



Figura 90: BN 29-3 CAD.28+168.14 A 18.71m LADO DERECHO SOBRE MOJONERA CON ELEVACIÓN PROMEDIO=332.169

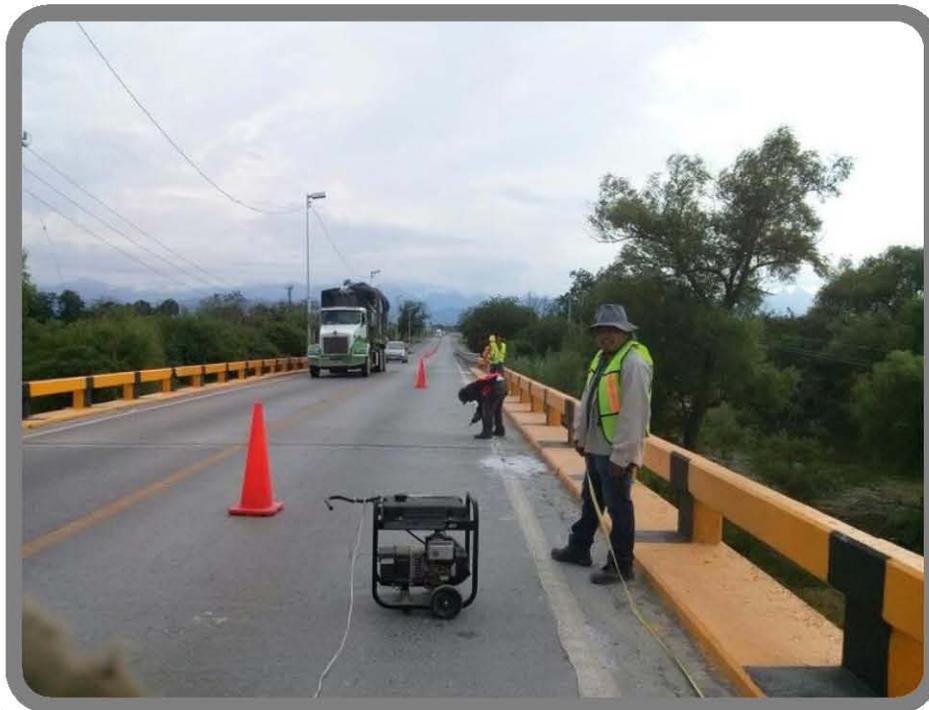


Figura 91: VISTA PANORÁMICA DE LA ZONA EN ESTUDIO CON DIRECCION A MONTERREY

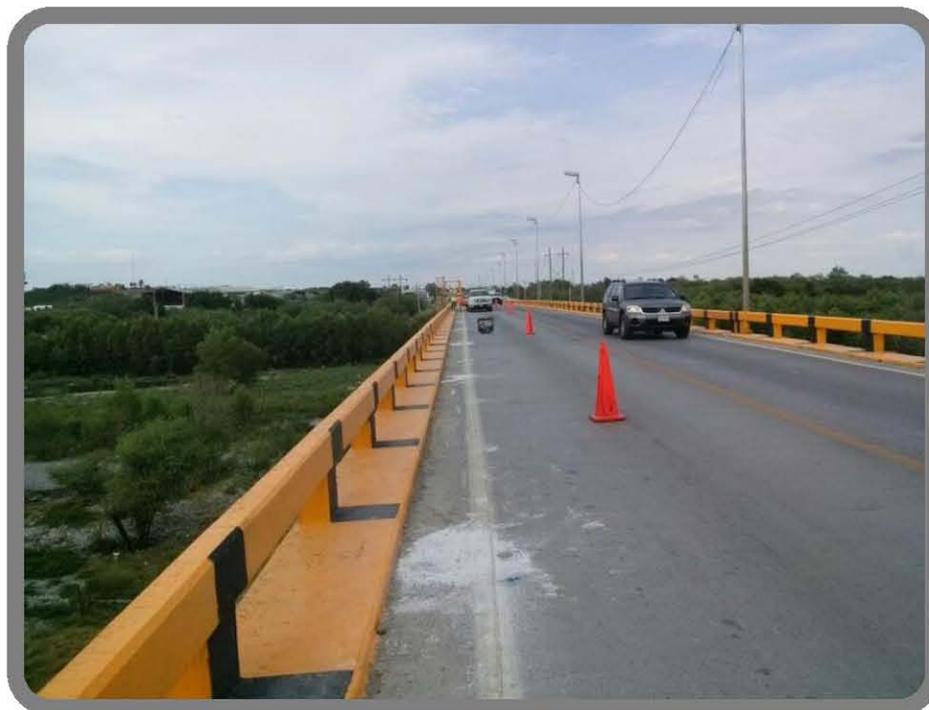


Figura 92: VISTA PANORÁMICA DE LA ZONA EN ESTUDIO CON DIRECCION A CADEREYTA



Figura 93: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON DIRECCIÓN A MONTERREY

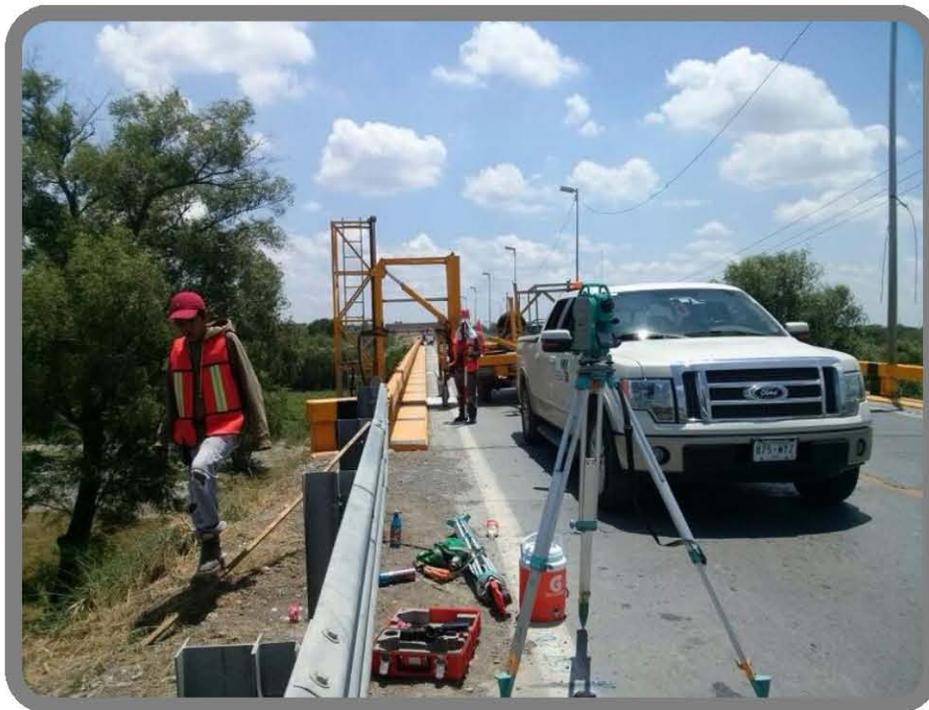


Figura 94: VISTA PANORÁMICA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON DIRECCIÓN A CADEREYTA



Figura 95: VISTA DE COLOCACIÓN DE TORNILLOS

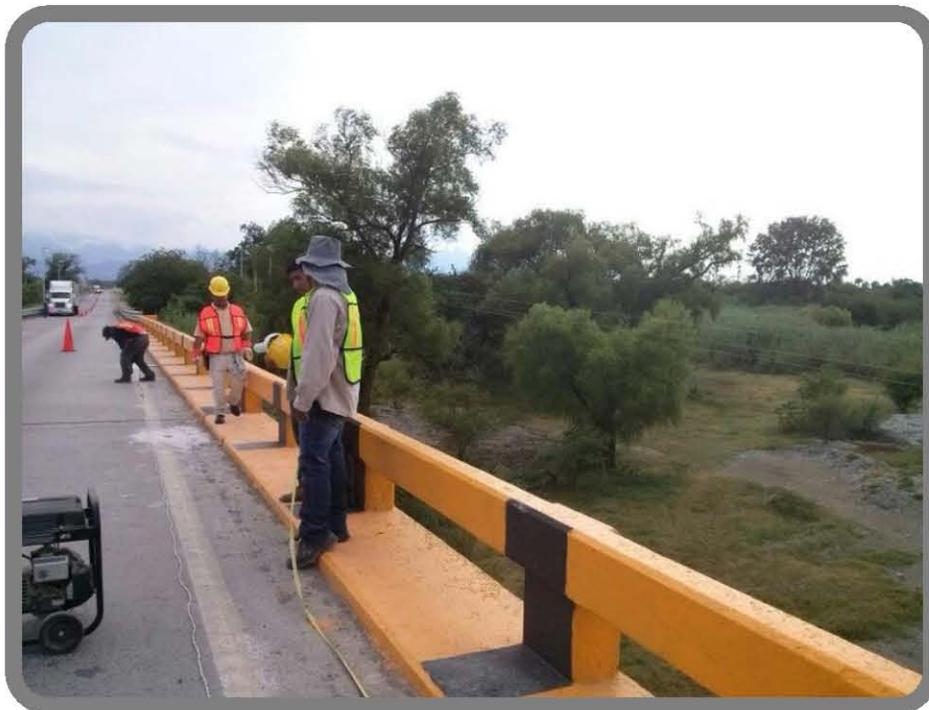


Figura 96: PANORÁMICA DE COLOCACIÓN DE TORNILLOS CON DIRECCIÓN A MONTERREY



Figura 97: VISTA PANORÁMICA DE NIVELACIÓN DE TORNILLOS CON DIRECCIÓN A MONTERREY

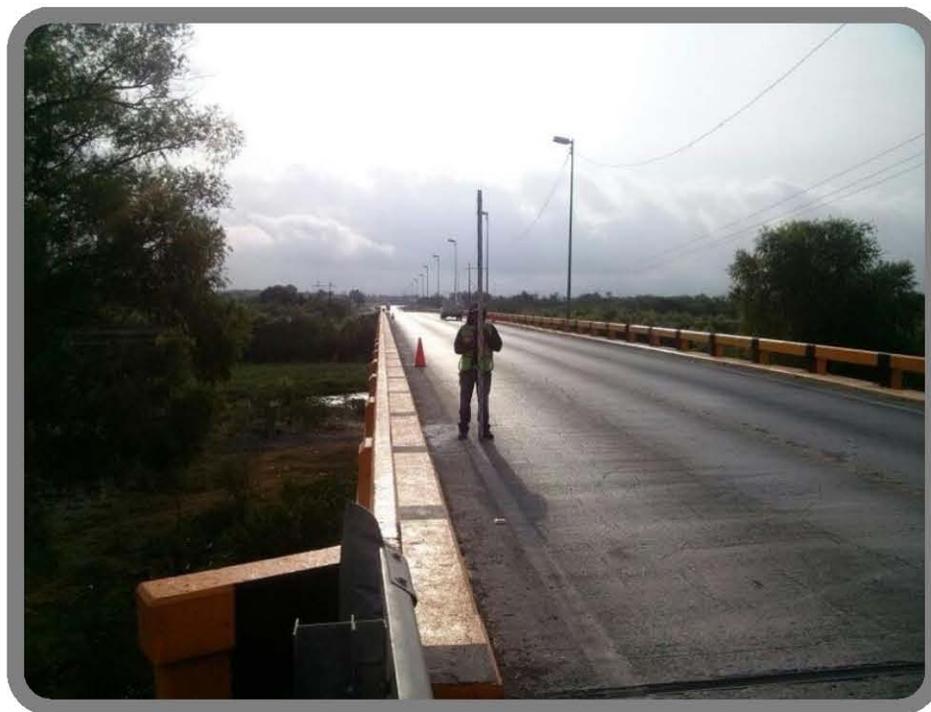
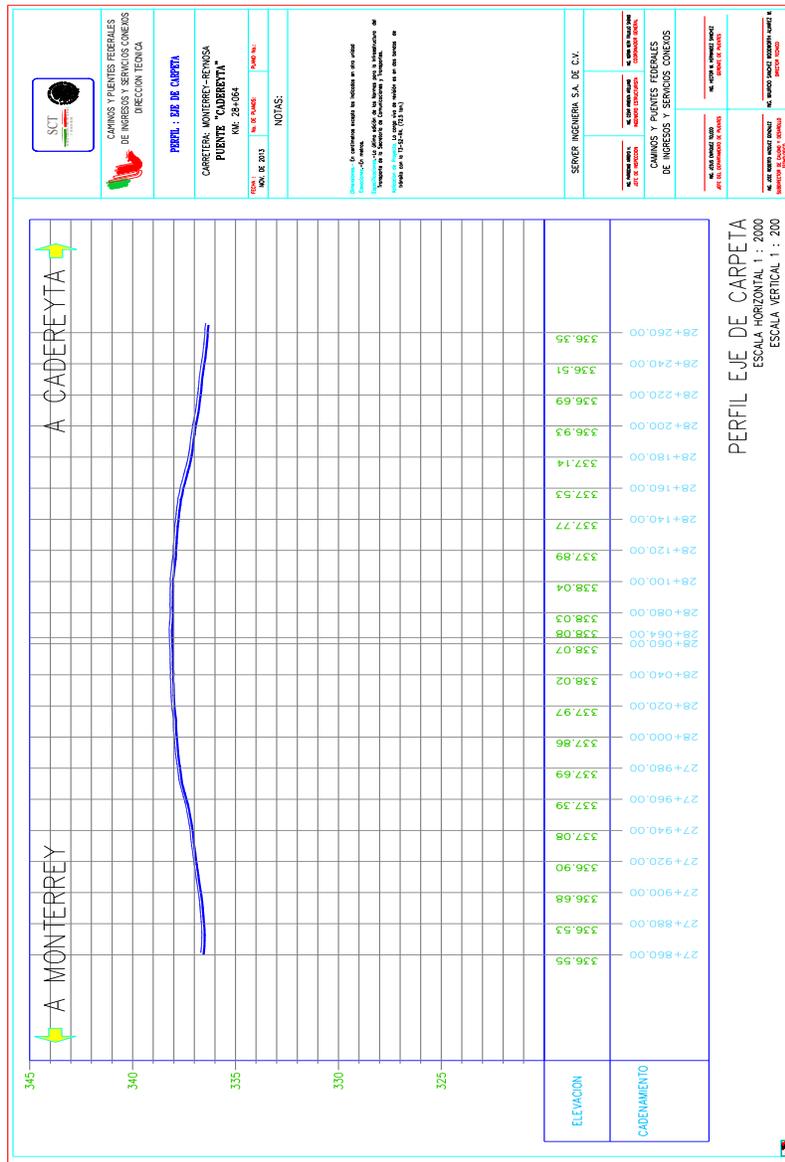


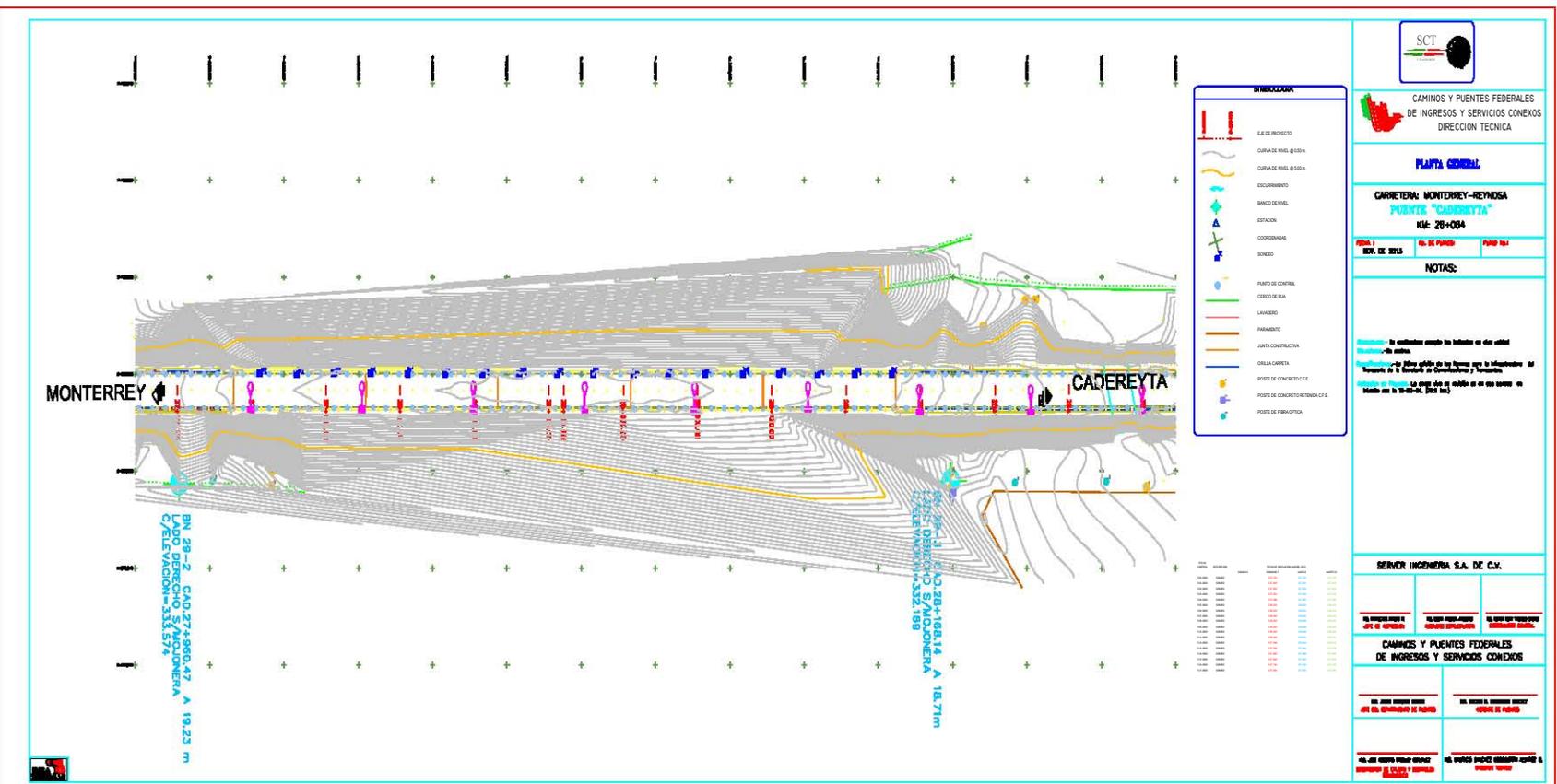
Figura 98: VISTA PANORÁMICA DE NIVELACIÓN DE TORNILLOS CON DIRECCIÓN A CADEREYTA

PLANOS TOPOGRÁFICOS

El resultado de los trabajos de campo realizados en la zona donde se ubica el puente Cadereyta puede plasmarse en una serie de planos topográficos en los cuales pueden observarse las características que son de importancia para el desarrollo del proyecto de “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta”, tales como medidas del puente así como elevaciones y curvas de nivel del terreno, en donde se pueden obtener los datos para poder desarrollar un plano de levantamiento geométrico del puente y de daños existentes en él, entre otros.

A modo de ilustración a continuación se mostrarán dos de los planos resultado de los trabajos de levantamiento topográfico, cabe mencionar que se utilizó el término: “a modo de ilustración” debido a que el tamaño de los planos es muy grande como para poder apreciar en detalle la información del terreno que en estos está plasmado, por lo cual los planos estarán disponibles en un tamaño más pertinente al final de esta tesis en la sección de anexos.





CAMINOS Y PUENTES FEDERALES
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS
DIRECCION TECNICA

PLANTA GENERAL

CARRETERA MONTERREY-REYNOSA
PUENTE "CADEREYTA"
K+0+004

FOHO 1 No. DE PUNTO PUNTO 101
REV. DE 2015

NOTAS:

- 1. Se construyen ambos los taludados en diez (10) metros.
- 2. Se construyen los taludados en los taludes que la Administración del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- 3. Se construye el Puente con una (1) vía de tráfico en el eje central en sentido de la 19-27-25 (SCT 101).

SERVICIO INGENIERIA S.A. DE C.V.

EL INGENIERO EN CARRETERAS Y PUENTES	EL INGENIERO EN PUENTES Y OBRAS DE FERROCARRIL	EL INGENIERO EN PUENTES Y OBRAS DE FERROCARRIL
DR. CARLOS ALBERTO GARCIA	DR. CARLOS ALBERTO GARCIA	DR. CARLOS ALBERTO GARCIA

CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

EL JEFE DEL AREA DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS	EL JEFE DEL AREA DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS
DR. CARLOS ALBERTO GARCIA	DR. CARLOS ALBERTO GARCIA

3.4) Diseño Estructural

El análisis y diseño de este proyecto se rige por las distintas Normas y Especificaciones emitidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (S.C.T.), así como por las Normas Técnicas de la American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO) en su apartado referente a puentes.

A esta altura del proyecto ya se cuenta con estudios de topografía del terreno así como el levantamiento geométrico del puente Cadereyta, con los cuales puede diseñarse la geometría de las nuevas secciones estructurales, sin embargo es necesaria una memoria de cálculo para el análisis y revisión de los elementos estructurales sometidos a las cargas y requerimientos específicos de este puente.

En el análisis y revisión de los nuevos elementos estructurales intervienen muchos factores tales como: método de diseño, análisis sísmico, revisión por elementos mecánicos como cortante y momento, revisión de acero etc. Motivo por el cual y a fin de ordenar adecuadamente las memorias de cálculo de los diversos elementos estructurales, estas serán divididas y ordenadas por elemento estructural.

A) SUBESTRUCTURA: CABALLETES NO. 1

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LOS CABALLETES "NO. 1" DEL PUENTE CADEREYTA

DATOS DE DISEÑO

a) CONCRETO F´C	250 (kg/cm ²)
b) ACERO DE REFUERZO L.E	4200 (kg/cm ²)
c) PESO VOL. DEL CONCRETO	2.4 (ton/m ³)
d) PESO VOL. DEL TERRENO	1.6 (ton/m ³)
e) PESO VOL. DEL CONCRETO ASFALTICO	2.2 (ton/m ³)
f) CARGA VIVA DEL PROYECTO	T3-S2-R4
g) CARRILES DE TRANSITO	UNO
h) ANCHO DE CALZADA	5.3 m
i) ANCHO DE BANQUETA	1 m
j) ANCHO TOTAL	6.3 m
k) LONGITUD TOTAL DEL TRAMO	35.52 m
l) NORMAS DE PROYECTO	AASHTO
m) MÉTODO DE DISEÑO	PLÁSTICO

ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas para las que deben proyectarse las estructuras son:

a) Cargas permanentes (carga muerta): La carga permanente estará constituida por el peso de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos.

b) Carga móvil (carga viva): La carga móvil o carga viva que se considere sobre la calzada serán las especificaciones para camiones tipo o carga uniforme por carril, para el caso de este proyecto se diseñará para la carga T3 – S2 – R4.

c) Impacto o efecto dinámico de la carga móvil: En las estructuras siguientes se considera impacto, o sea, incremento de esfuerzos debidos a la vibración de la carga móvil; superestructuras incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prolongan hasta la cimentación principal.

La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que estén rígidamente conectados a la superestructura, ya sea formando marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

No se aplicará el impacto a las estructuras siguientes: estribos, muros de contención, pilas, pilotes (Exceptuando lo especificado en párrafos anteriores).

La cantidad permisible en que se incrementa los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga móvil y se determina con la formula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} \quad \text{Ec: 3.0}$$

Donde: I = Impacto en porciento (Máximo 30%)

L = longitud en metros, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

d) Fuerza de viento: Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento por metro cuadrado de área expuesta, deberá aplicarse a todas las estructuras, para "I" porciento de esfuerzo unitario básico que debe usarse en las diversas combinaciones de carga y fuerzas.

El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y parapeto a 90 grados con respecto al eje longitudinal de la estructura. Para el caso de este proyecto debido a las condiciones de viento de la región no se tomara la carga de viento por que esta se considera despreciable.

e) Fuerzas longitudinales: Cuando existan, tales como: fuerza centrífuga, fuerzas por cambio de temperatura, empujes de tierras, supresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión del arco, presiones de la corriente de agua o hielo y esfuerzos por sismo.

a) PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

- a.1) LOSA: (6.3m) (35.52m) (0.2m) (2.4_(ton/m³)) _____ 107.4 ton
- a.2) CARPETA: (5.3 m) (35.52m) (0.1 m) (2.2_(ton/m³)) _____ 41.4 ton
- a.3) GUARNICION: (0.33_(t/ml)) (35.52m) _____ 12 ton
- a.4) BANQUETA: (0.14 m²) (35.52m) (2.4_(ton/m³)) _____ 12 ton
- a.4) PARAPETO: (0.25_(t/ml)) (35.52m) _____ 9 ton
- a.5) TRABES: (0.6923 m²) (35.5m) (2.4_(ton/m³)) (3) _____ 177 ton

PESO TOTAL DE SUPERESTRUCTURA = 358.8 ton

REACCIÓN POR APOYO

$$RCM = 358.8 \div 2 = 179.4 \text{ ton}$$

b) PESO DE SUBESTRUCTURA

- b.1) PILOTES: (π) (0.6²) (12m) (2) (2.4_(ton/m³)) _____ 63.5 ton
- b.2) CABEZAL: (1.5m) (1.2m) (6.3 m) (2.4_(ton/m³)) _____ 27.21 ton
- b.3) DIAFRAGMA: (0.3m) (2.3m) (6.3 m) (2.4_(ton/m³)) _____ 10.4 ton
- b.4) BANCOS: [(0.8m)(0.8m)(0.17m)(2.4_(ton/m³))] + [(0.8m)(0.8m)(0.13m)(2.4_(ton/m³))] + [(0.8m)(0.8m)(0.09m)(2.4_(ton/m³))] _____ 0.6 ton
- b.5) TOPES: (0.4m) (0.8m) (0.35m) (2.4_(ton/m³)) _____ 0.27 ton
- b.6) OREJAS: [(3.5m)(0.5m)(0.3m)(2.4_(ton/m³))] + [(2.26m)(0.5m)(0.3m)(2.4_(ton/m³))] + [(3m*2.26m)/2)(0.3m)(2.4_(ton/m³))] + [(3.5m)(0.1m)(0.2m)(2.4_(ton/m³))] _____ 4.7 ton

PESO TOTAL DE LA SUBESTRUCTURA = 108.5ton

REACCIÓN POR CARGA VIVA

La carga viva con la que se diseñarán los nuevos elementos estructurales es la equivalente a un T3 – S2 – R4, por lo tanto la reacción por carga viva para el diseño tiene un valor de 49 ton. puesto que este es el valor máximo de cortante para una carga viva de esta naturaleza.

Para los nuevos elementos estructurales se contempla que cuenten solamente con un carril de circulación motivo por el cual la carga viva para el diseño será de:

$$\text{Carga viva} = 49 \times 1 = 49 \text{ ton.}$$

EMPUJE DE TIERRAS

Las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra se proyectarán para resistir las presiones calculadas por medio de la fórmula de Rankine.

De acuerdo a las normas cuando los vehículos que transiten por el camino pueden llegar a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la subestructura, medida desde la parte superior, la presión se incrementa debida a una sobrecarga viva de no menos de 61 cm. (2 pies) de espesor de tierra. Esta sobrecarga viva no será necesaria cuando se coloque una losa de acceso, de concreto reforzado, proyectada debidamente, que se apoye en un extremo del puente. En el caso de este proyecto se cuenta con una losa de acceso la cual está apoyada debidamente en los diafragmas extremos, por lo que acorde con la norma no debería tomarse una sobrecarga, sin embargo; a modo de dar factor de seguridad a la estructura, se tomó una sobrecarga de 1.2 m de terreno.

*Nota: Debido a que las columnas se encuentran embebidas dentro del terraplén, teóricamente no se debería considerar empuje de tierras sobre las columnas, sin embargo se adoptará el criterio de analizar solo el 40% del ancho tributario debido al empuje del terreno sobre estos elementos con el fin de dar mayor factor de seguridad.

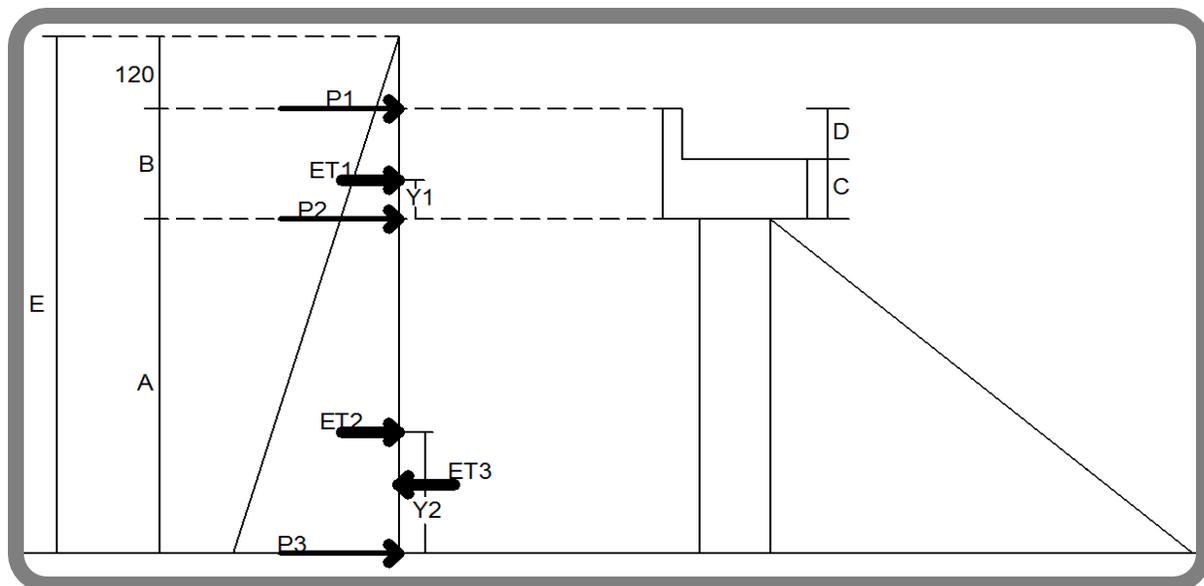


Figura 99: DIAGRAMA DE FUERZAS DE PRESIÓN Y DE EMPUJE DE TIERRAS

Donde:

A = 5.6 m es la altura de las columnas medida hasta donde se considera un empotramiento, el cual es la medida desde el paño inferior del cabezal hasta el nivel de terreno natural más tres veces el diámetro de la columna. Es pertinente mencionar que esto último no está dentro de las normas oficiales, sin embargo; la S.C.T. mediante una minuta hizo del conocimiento a la comunidad de ingenieros dedicados a puentes que se considera correcto el tomar un empotramiento de columnas a este nivel de desplante. Motivo por el cual se tomó este criterio para determinar la altura de la columna.

B = 3.67 m es la suma de las medidas del peralte del cabezal más la altura del diafragma extremo.

C = 1.2 m es la medida del peralte del cabezal.

D = 2.47 m es la medida de la altura del diafragma extremo.

E = 10.47 m es el resultado de la suma de la altura de las columnas más el peralte del cabezal más la altura del diafragma extremo más la altura de la sobrecarga teórica.

P1 = 0.56 t/m^2 es la fuerza de presión provocada por la sobrecarga teórica.

P2 = 2.04 t/m^2 es la fuerza de presión provocada por el terreno que comprende la altura de B.

P3 = 4.85 t/m^2 es la fuerza de presión provocada por el terreno que comprende la altura de A.

ET1 = 30.05 ton es la resultante del empuje de tierras provocado por el terreno, que actúa sobre el respaldo del diafragma extremo.

ET2 = 13.9 ton es la resultante del empuje de tierras provocado por el terreno, que actúa sobre las columnas.

ET3 = 13.1 ton es la resultante del empuje de tierras provocado por el cono de derrame, que actúa sobre las columnas.

Y1 = es la altura de aplicación de la fuerza ET1.

Y2 = es la altura de aplicación de la fuerza ET2.

Los empujes del terreno serán obtenidos mediante la teoría de Rankine:

$$P = (0.29) (h) (\gamma) \quad \text{Ec: 4.0}$$

Donde:

h = altura del bloque de terreno

γ = peso vol. del terreno

$$P1 = (0.29)(1.2 \text{ m})(1.6 \text{ t/m}^3) \underline{\hspace{10em}} 0.56 \text{ t/m}^2$$

$$P2 = (0.29)(1.2 \text{ m} + 3.67 \text{ m})(1.6 \text{ t/m}^3) \underline{\hspace{10em}} 2.04 \text{ t/m}^2$$

$$P3 = (0.29)(1.2 \text{ m} + 3.67 \text{ m} + 5.6 \text{ m})(1.6 \text{ t/m}^3) \underline{\hspace{10em}} 4.85 \text{ t/m}^2$$

Una vez obtenidas las fuerzas de presión causadas por el terreno se calcularán las fuerzas de empuje de tierras las cuales se resumirán a fuerzas puntuales aplicadas sobre la subestructura.

a) El empuje de tierras sobre el respaldo del diafragma se calculará de acuerdo al ancho tributario:

$$ET1 = \left[\frac{P1+P2}{2} \right] (B) (a) = \left[\frac{0.56+2.04}{2} \right] (3.67) (6.3) = 30.05 \text{ ton.}$$

La altura de aplicación se obtiene con la siguiente expresión:

$$Y1 = \frac{B}{3} \left[\frac{2P1+P2}{P1+P2} \right] = \frac{3.67}{3} \left[\frac{2*0.56+2.04}{0.56+2.04} \right] = 1.48 \text{ m.}$$

El empuje del terreno sobre el diafragma será resistido por 2 columnas, por lo tanto el empuje de terreno que recibirá cada una será:

$$ET1 = \frac{30.05}{2} = 15.025 \text{ ton.}$$

b) Empuje de tierras sobre las columnas:

Teóricamente no debería tomarse empuje de tierras sobre las columnas, sin embargo; a modo de darle factor de seguridad a la estructura se tomará solamente un 40% de éste.

El empuje del terreno sobre las columnas será: $(0.4) (1.5 * \theta) = (0.4) (1.5 * 1.2) = 0.72$

$$ET2 = \left[\frac{P2+P3}{2} \right] (A)(0.72) = \left[\frac{2.04+4.85}{2} \right] (5.6)(0.72) = 13.9 \text{ ton.}$$

La altura de aplicación se obtiene con la siguiente expresión:

$$Y2 = \left[\frac{A}{3} \right] \left[\frac{2P2+P3}{P2+P3} \right] = \left[\frac{5.6}{3} \right] \left[\frac{2*2.04+4.85}{2.04+4.85} \right] = 2.42 \text{ m.}$$

En este caso se tomará en cuenta el empuje de tierras provocado por el cono de derrame, por lo tanto es necesario calcular la presión ejercida por este y con esto calcular el empuje de tierras.

$$P4 = (Ky) (w) (h) = (0.29) (1.6) (5.6) \underline{\hspace{10em}} 2.6 \text{ t/m}^2$$

$$ET3 = \left[\frac{2.6*5.6}{2} \right] (1.2)(1.5) = 13.1 \text{ ton.}$$

El empuje de terreno será soportado por las columnas por lo cual se repartirá el empuje entre el número de columnas: $ET3 = \frac{13.1}{2} = 6.55 \text{ ton. En cada columna.}$

El cono de derrame tiene forma triangular, por lo tanto la aplicación del empuje de tierras será en el centroide de la figura triangular el cual está ubicado a un tercio de la medida de la arista vertical. Por lo que en este caso se calcula de la siguiente forma: $\frac{A}{3} = \frac{5.6}{3} = 1.86 \text{ m.}$ medidos a partir del nivel de empotramiento teórico.

ANÁLISIS DE SISMO SOBRE LA ESTRUCTURA

En este proyecto se utilizará el método de la fuerza estática equivalente para el análisis sísmico de la superestructura y subestructura.

De acuerdo a la regionalización sísmica publicada por la CFE se obtendrá el coeficiente sísmico, con base en la zona sísmica y al tipo de terreno en donde se localiza el puente, por lo que el coeficiente sísmico del lugar es de $c=0.24$, el cual es para un terreno tipo II y para una zona sísmica "A".



Figura 100: REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Para analizar las fuerzas, primeramente se realizó un predimensionamiento de la estructura para conocer el peso aproximado de la carga muerta. Según la estructuración se seleccionará un factor de comportamiento sísmico (Q).

Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura cuando la primera se apoya libremente en:

Dispositivos elastoméricos tipo neopreno integral _____ Q = 4

Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles _____ Q = 4

La fuerza sísmica en la estructura se valúa suponiendo que una fuerza horizontal actúa sobre el punto donde está concentrada la masa. Así la fuerza cortante sísmica de diseño generalizada está dada por la siguiente expresión.

$$F = (f) (c) \left(\frac{w}{Q}\right) \quad \text{Ec: 5.0}$$

Donde:

f = factor de importancia = 1.5

c = Coeficiente Sísmico = 0.24

w = Peso de la estructura

Q = Factor de comportamiento sísmico

Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, se tomará en cuenta el tipo de apoyo (móvil o fijo). La fuerza será de acuerdo al peso tributario. En este caso se trata de apoyos móviles a base de dispositivos de apoyo de neopreno integral por lo cual es pertinente señalar que estrictamente hablando cuando se analiza el sismo, la energía que debería ser transmitida a la subestructura es absorbida por los dispositivos de apoyo de neopreno integral, sin embargo, a modo de dar factor de seguridad en el análisis sísmico, se tomarán las fuerzas generadas en ambos sentidos.

Sismo sobre la superestructura:

El sismo en la superestructura actuará en ambos sentidos y la fuerza se transmitirá en los dispositivos de apoyo de neopreno integral. Cuando la fuerza actué en un sentido, se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$\text{RCM} = 179.4 \text{ ton}$$

$$F \text{ sup} = (1.5)(0.24)\left(\frac{179.4}{4}\right) = 16.15 \text{ ton (aplicada en los dispositivos de apoyo del cabezal)}$$

Sismo sobre la subestructura:

El sismo en la subestructura toma en cuenta solamente el peso de la subestructura sin los pilotes. De la misma forma que el sismo en la superestructura, cuando se aplique la fuerza en un sentido, se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$P = 45 \text{ ton}$$

$$F \text{ cabezal} = (1.5)(0.24)\left(\frac{45}{4}\right) = 4.05 \text{ ton (aplicada en la unión cabezal – columna)}$$

Sismo en pilotes:

El sismo en los pilotes toma en cuenta solamente el peso de los pilotes hasta el nivel de empotramiento teórico, debido a que por debajo de este nivel se considera que los pilotes están confinados con el terreno y por tanto no se considerará sismo en esa sección de pilote. De la misma forma que el sismo en la superestructura, cuando se aplique la fuerza en un sentido se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$W = \left[\frac{\pi(1.2^2)}{4} \right] (5.6)(2.4) = 15.2 \text{ ton}$$

$$F \text{ pilotes} = (1.5)(0.24)\left(\frac{15.2}{4}\right) = 1.37 \text{ ton; aplicada a } \left(\frac{5.6}{2}\right) = 2.8 \text{ m.}$$

Calculo del momento flexionante debido al peso de orejas Y diafragma

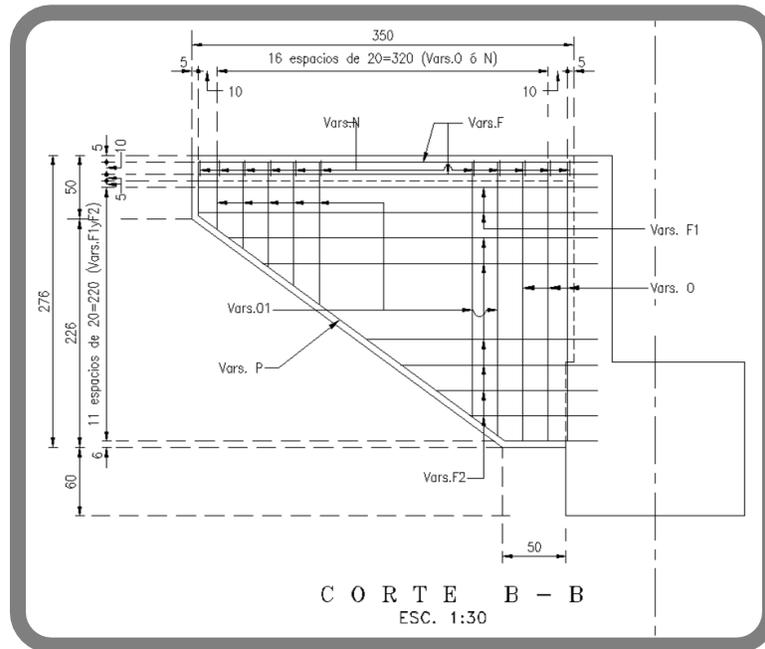


Figura 101: VISTA EN CORTE DE OREJA DE CABALLETE No. 1

Tabla 6: CENTROIDE DE OREJA

FIGURA	A	X	Y
1	17500	175	3062500
2	33900	200	6780000
3	11300	325	3672500
Σ	62700		13515000
Centroide: $X = \frac{13515000}{62700} = 215.55$			

ELEMENTO	PESO	BRAZO	MOMENTO
OREJA	4.7	2.2	10.34
DIAFRAGMA	10.4	0.71	7.38

Tabla 7: MOMENTOS POR PESO DE OREJA

ANÁLISIS DEL CABALLETE

Hasta este punto del análisis estructural de los caballetes No. 1, se cuenta con la geometría de las secciones estructurales de superestructura y subestructura, además con todas las cargas externas que actuarán en la subestructura como son: empuje de tierras, sismo y carga viva, así como las cargas propias de la estructura, como la carga por peso propio, por lo que a continuación se procedió a cargar el modelo de los caballetes No. 1 en el programa de análisis y diseño estructural SAP2000 V.14, para poder obtener los elementos mecánicos que actuaran en la estructura cuando se someta a las diferentes cargas y combinaciones de cargas y con estos poder revisar las secciones propuestas.

Combinación de Cargas

Para el diseño de un puente deben tomarse en cuenta un gran número de fuerzas actuantes en la estructura y consideraciones a la hora de analizar el puente debido a que las condiciones de la zona en donde se va a construir el puente pueden variar mucho, es decir; en una zona sísmica será necesario diseñar por sismo la estructura debido a que esta es la fuerza más representativa, por su parte, en una zona costera será necesario incluir en el análisis un análisis por viento en la estructura, debido a esto dentro de las normas AASHTO se enumera serie de grupos de combinaciones de cargas que contemplan diferentes fuerzas que pueden actuar en la estructura dependiendo de la región y los requerimientos necesarios de la estructura.

Los grupos siguientes representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de una estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que pueden aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de esfuerzos unitarios básicos indicados para los diversos grupos.

Tabla 8: COMBINACIONES DE CARGAS POR GRUPOS

Grupo	Cargas	Porcentaje de Esfuerzos Unitarios
Grupo I	CM + CV + I ET + S + PC	100%
Grupo II	CM + ET + S + PC + VE	125%
Grupo III	Grupo I + FL + F + 30% VE + VCV + FC	125%
Grupo IV	Grupo I + A + C + T	125%
Grupo V	Grupo II + A + C + T	140%
Grupo VI	Grupo III + A + C + T	140%
Grupo VII	CM + ET + S + PC + TT	133%
Grupo VIII	Grupo I + PH	140%
Grupo IX	Grupo II + PH	150%

Donde:

CM = Carga Muerta	CV = Carga Viva	I = Impacto por Carga Viva	ET = Empuje de Tierras
S = Subpresion	VE = Viento en la Estructura	VCV = Presión del Viento Sobre la Carga Viva (149 kg/m)	FL = Fuerza Longitudinal por Carga Viva
FC = Fuerza Centrifuga	F = Fuerza Longitudinal Debida a la Fricción o Resistencia a la Fuerza Cortante	A = Acortamiento por Compresión	C = Contracción
T = Temperatura	TT = Sismo	PC = Presión de la Corriente	PH = Presión de Hielo

En este caso por el tamaño y peso de la estructura se considera que se trata de una estructura masiva por lo que los grupos de combinaciones de carga más representativos para estas condiciones son el Grupo I y el Grupo VII, motivo por el cual se analizarán con estas combinaciones de cargas. A continuación se muestra la manera en que se cargó el modelo de la estructura en el programa SAP2000 v.14, presentando primero las cargas actuantes en la estructura para los diferentes grupos de cargas.

a) GRUPO I = CM + CV + ET

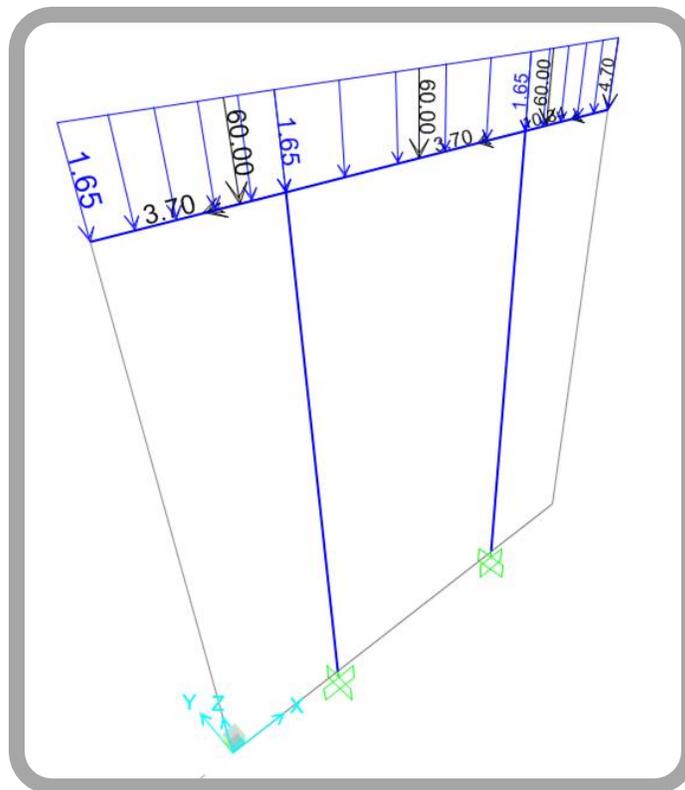


Figura 102: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 102 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son:

CM: $\frac{CM \text{ debido a la superestructura}}{\text{numero de traves}} = \frac{179.4}{3} = 60 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traves sobre el cabezal.

W: Carga repartida en cabezal debido al peso del diafragma: $\frac{10.4}{6.3} = 1.65 \frac{t}{m}$

PESO DE OREJA: 4.7 ton; Carga puntual aplicada en un extremo del cabezal.

MOMENTO DE OREJA: 10.34 ton-m; Momento aplicado en extremos de cabezal.

MW: Momento debido al peso del diafragma: $\frac{7.38}{2} = 3.7 \text{ ton-m}$; Aplicada en unión pila-cabezal.

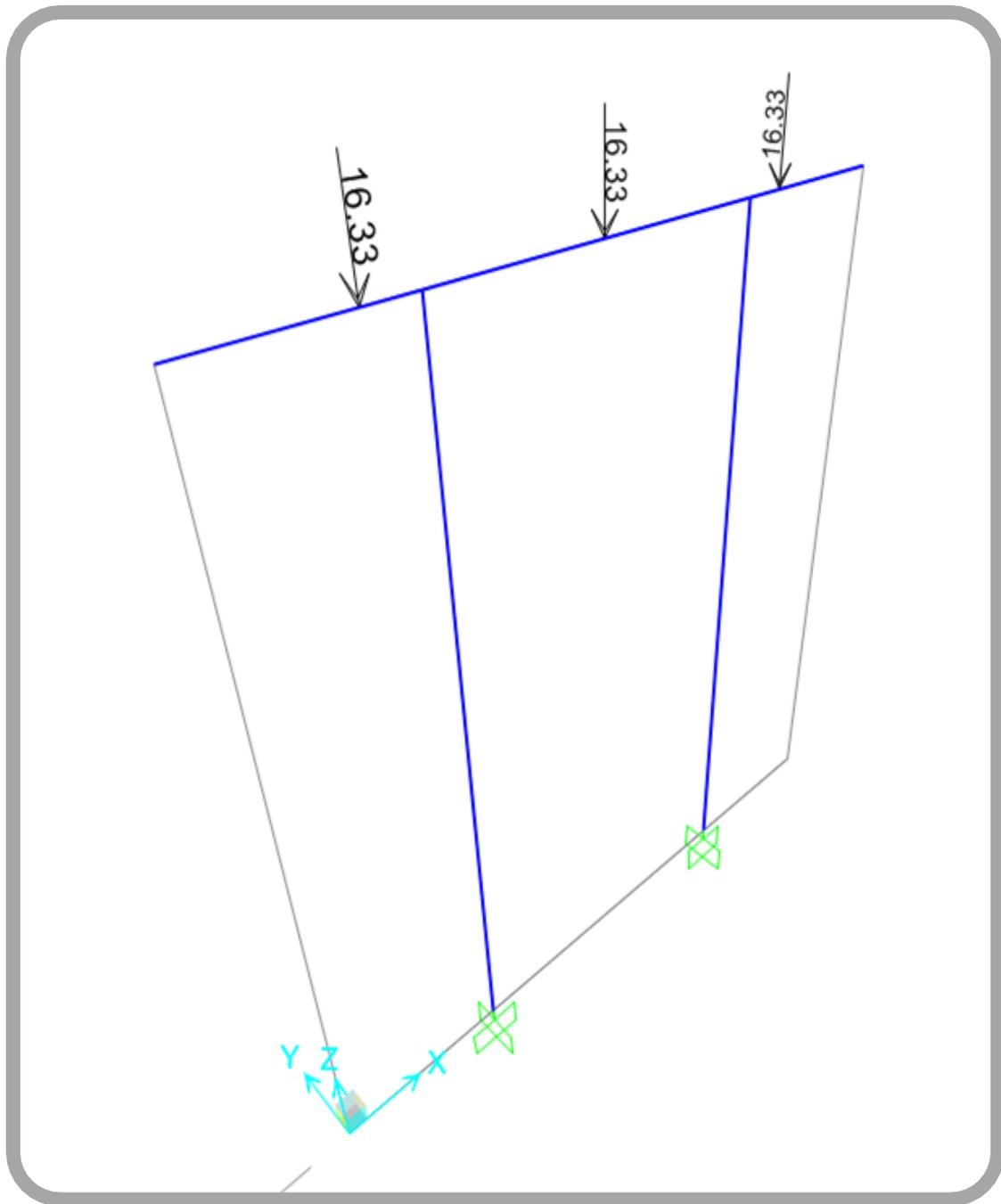


Figura 103: CARGA VIVA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 103 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga viva de la estructura, la cual es:

$$CV: \frac{CV}{\text{numero de traves}} = \frac{49}{3} = 16.33 \text{ ton; carga puntual aplicada en ejes de traves sobre cabezal.}$$

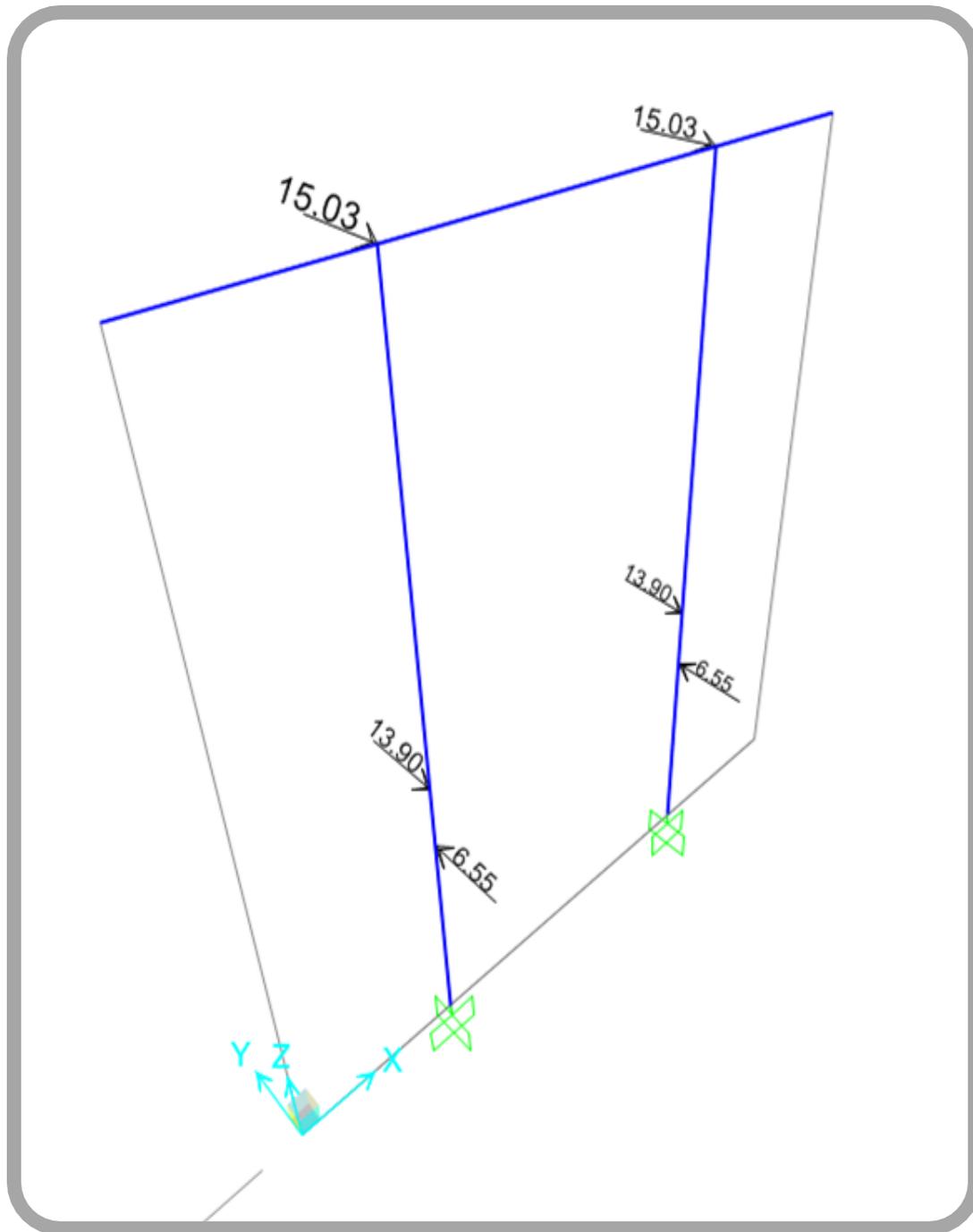


Figura 104: EMPUJE DE TIERRAS EN LA ESTRUCTURA

En esta imagen se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por el empuje de tierras en la estructura, los cuales son:

ET1: 15.025 ton; carga puntual aplicada en unión cabeza columna.

ET2: 13.9 ton; carga puntual aplicada en pilas a 2.42 m del nivel de empotramiento teórico.

ET3: -6.55 ton; carga puntual aplicada en pilas a 1.86 m del nivel de empotramiento teórico.

b) GRUPO VII (LONGITUDINAL): CM + ET + (1.0) sismo longitudinal + (0.3) sismo transversal

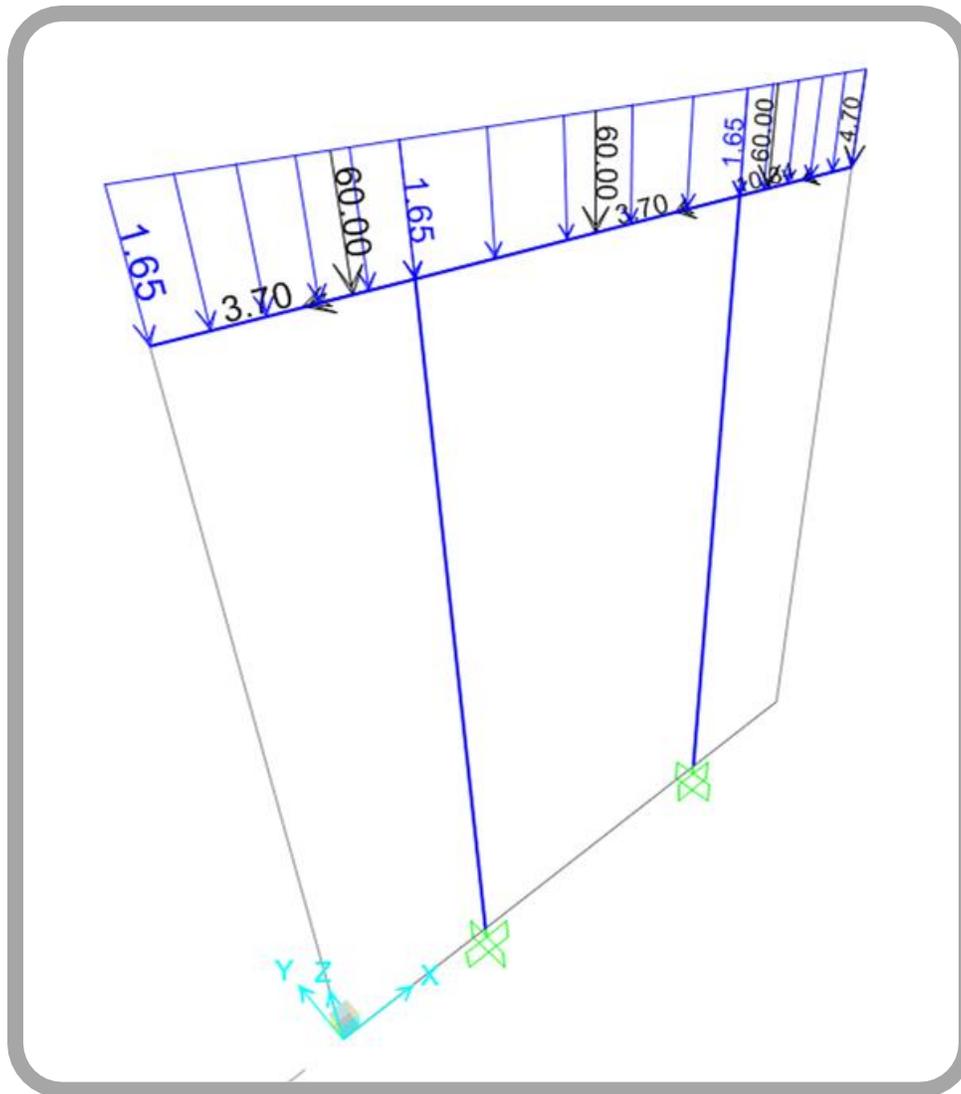


Figura 105: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 105 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son:

CM: $\frac{CM \text{ debido a la superestructura}}{\text{numero de traveses}} = \frac{179.4}{3} = 60 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traveses sobre el cabezal.

W: Carga repartida en cabezal debido al peso del diafragma: $\frac{10.4}{6.3} = 1.65 \frac{t}{m}$

PESO DE OREJAS: 4.7 ton; Carga puntual aplicada en un extremo del cabezal.

MOMENTO DE OREJAS: 10.34 ton-m; Momento aplicado en extremos de cabezal.

MW: Momento debido al peso del diafragma: $\frac{7.38}{2} = 3.7 \text{ ton-m}$; Aplicada en unión pila-cabezal.

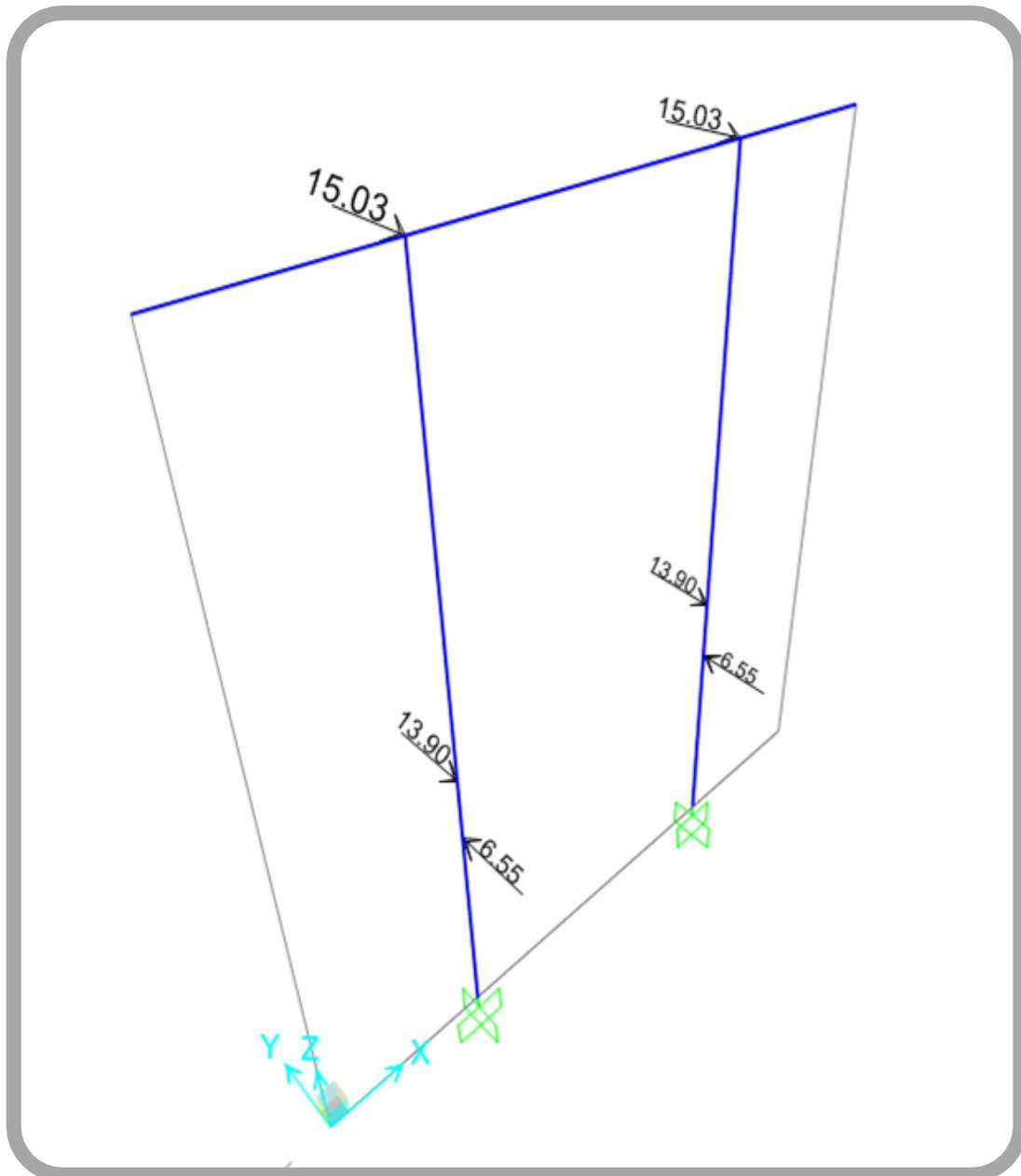


Figura 106: EMPUJE DE TIERRAS LA ESTRUCTURA

En la figura 106 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por el empuje de tierras en la estructura, los cuales son:

ET1: 15.025 ton; carga puntual aplicada en unión cabezal columna.

ET2: 13.9 ton; carga puntual aplicada en pilas a 2.42 m del nivel de empotramiento teórico.

ET3: -6.55 ton; carga puntual aplicada en pilas a 1.86 m del nivel de empotramiento teórico.

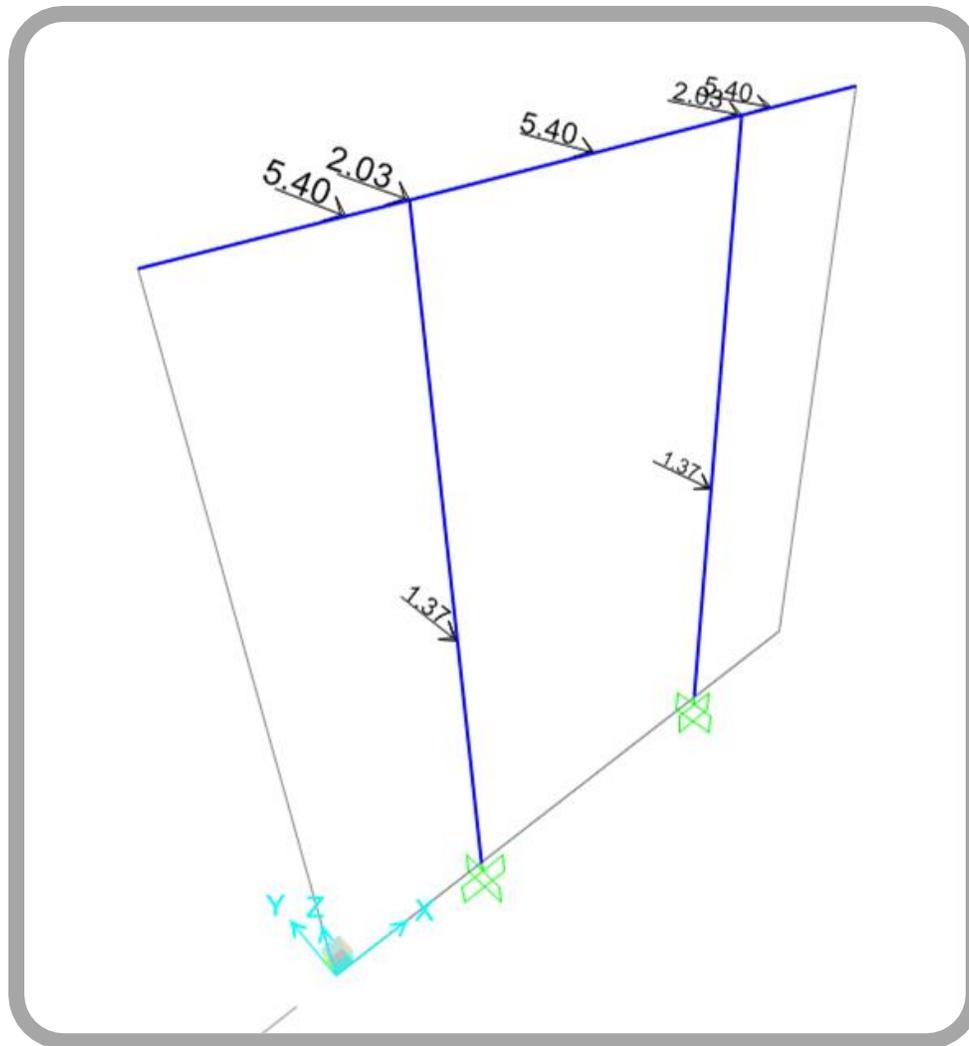


Figura 107: CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN "Y" EN LA ESTRUCTURA

En la figura 107 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "Y", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = \frac{16.15}{3} = 5.4 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.
 $F_x = (5.4) (0.3) = 1.62 \text{ ton}$
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = \frac{4.05}{2} = 2.025 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
 $F_x = 2.01 * 0.3 = 0.603 \text{ ton}$
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 1.37 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 2.8 m del nivel de empotramiento teórico.
 $F_x = (1.37*0.3) = 0.411 \text{ ton}$

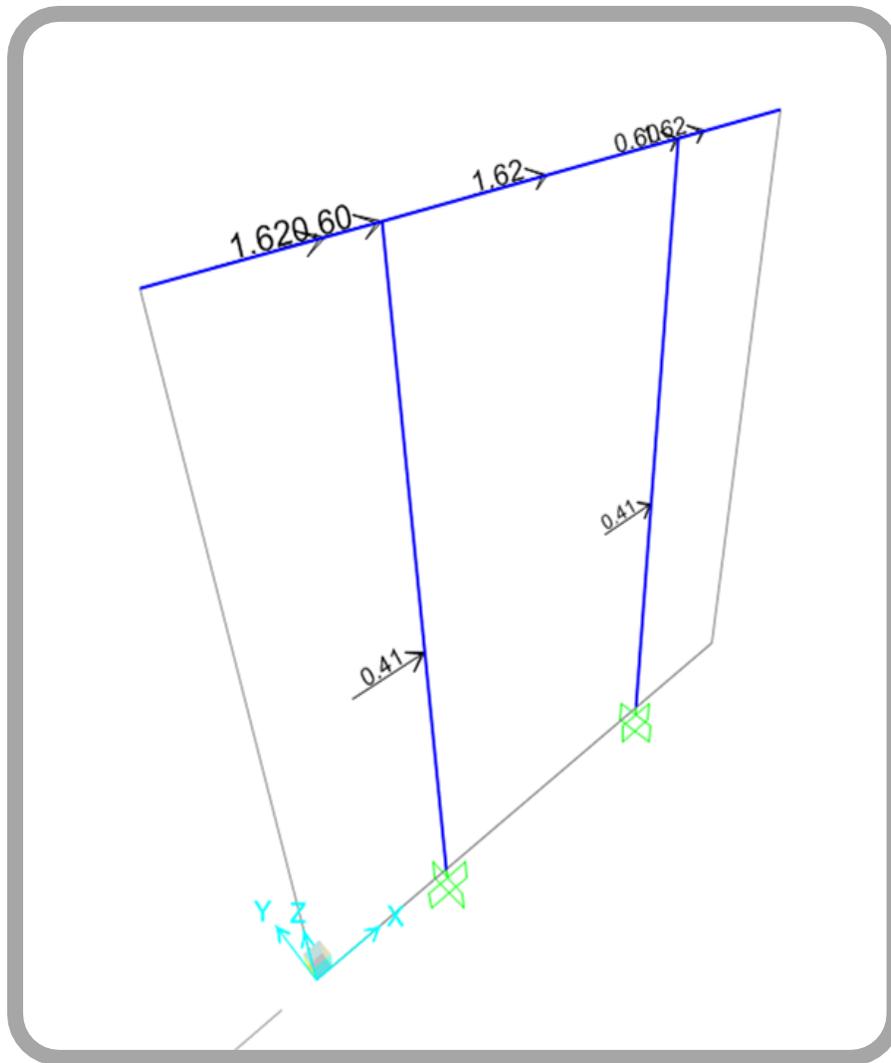


Figura 108: CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN "X" EN LA ESTRUCTURA

En la figura 108 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "X", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = \frac{16.15}{3} = 5.4 \text{ ton}$
 $F_x = (5.4) (0.3) = 1.62 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.

- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = \frac{4.05}{2} = 2.025 \text{ ton}$
 $F_x = 2.01 * 0.3 = 0.603 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.

- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 1.37 \text{ ton}$
 $F_x = (1.37*0.3) = 0.411 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 2.8 m del nivel de empotramiento teórico.

c) **GRUPO VII** (TRANSVERSAL): **CM + ET + (0.3) sismo longitudinal + (1.0) sismo transversal**

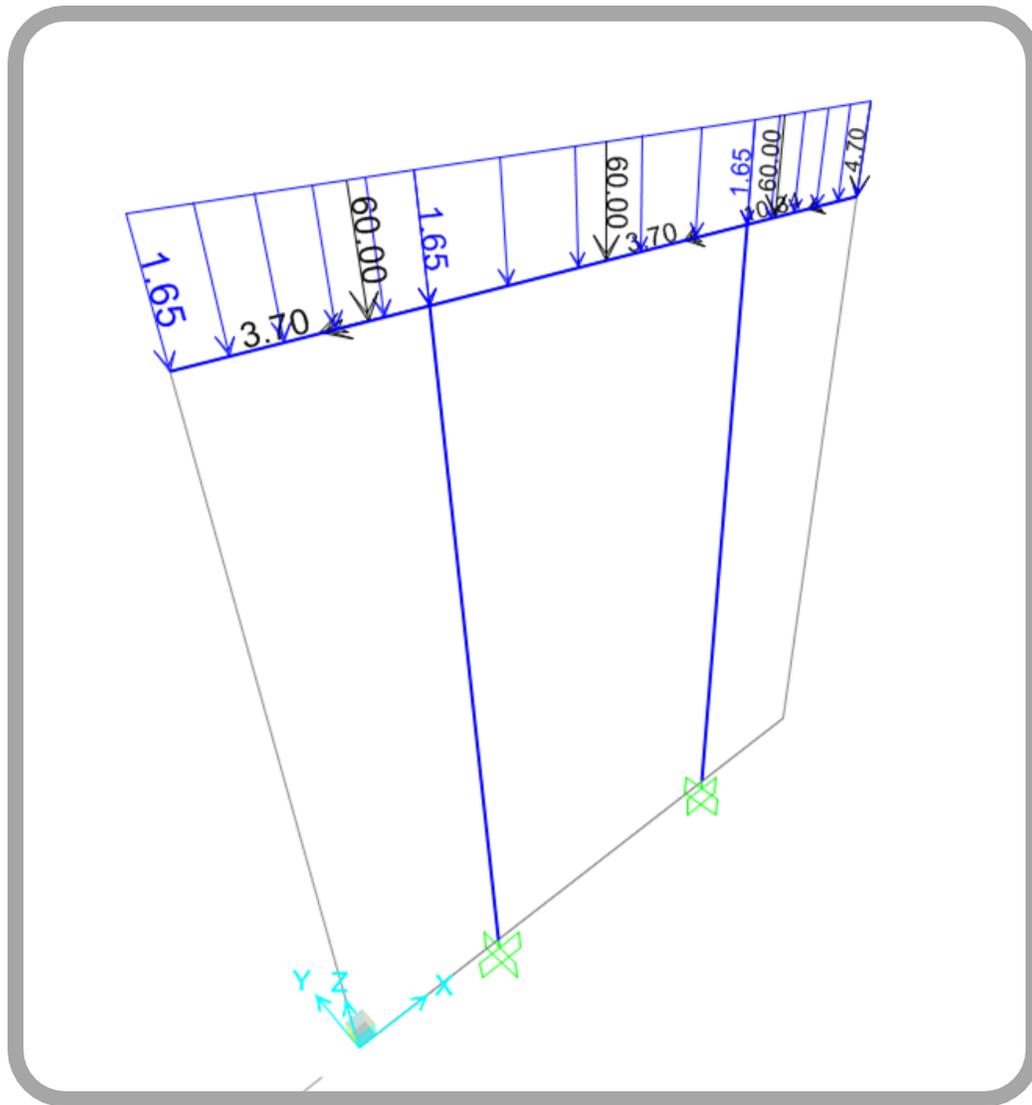


Figura 109: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 109 muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son:

CM: $\frac{CM \text{ debido a la superestructura}}{\text{numero de traves}} = \frac{179.4}{3} = 60 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traves sobre el cabezal.

W: Carga repartida en cabezal debido al peso del diafragma: $\frac{10.4}{6.3} = 1.65 \frac{t}{m}$

PESO DE OREJAS: 4.7 ton; Carga puntual aplicada en un extremo del cabezal.

MOMENTO DE OREJAS: 10.34 ton-m; Momento aplicado en extremos de cabezal.

MW: Momento debido al peso del diafragma: $\frac{7.38}{2} = 3.7 \text{ ton-m}$; Aplicada en unión pila-cabezal.

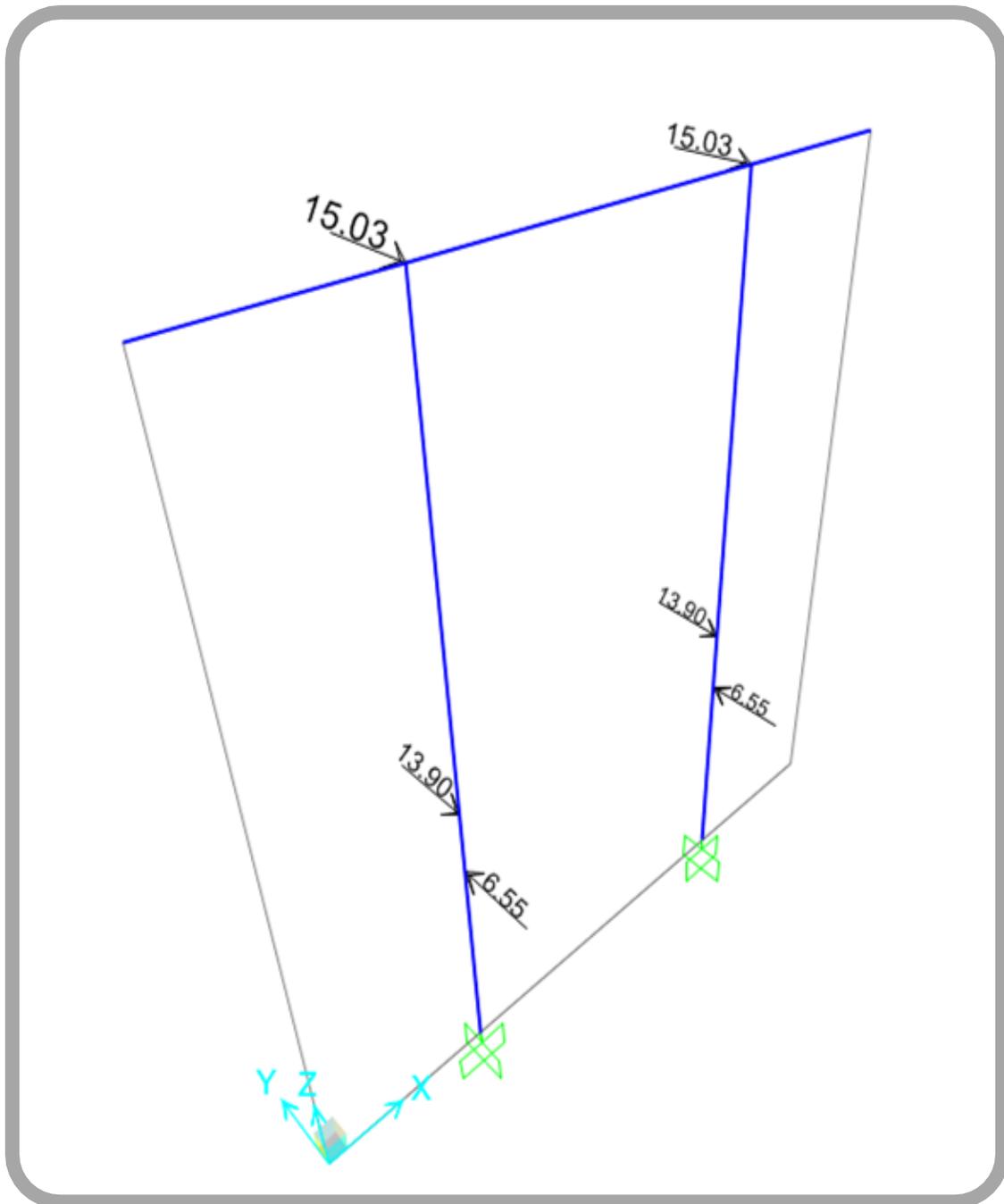


Figura 110: CARGAS DE EMPUJE DE TIERRAS EN LA ESTRUCTURA

En la figura 110 las fuerzas actuantes en el modelo causadas por el empuje de tierras en la estructura, los cuales son:

ET1: 15.025 ton; carga puntual aplicada en unión cabezal columna.

ET2: 13.9 ton; carga puntual aplicada en pilas a 2.42 m del nivel de empotramiento teórico.

ET3: -6.55 ton; carga puntual aplicada en pilas a 1.86 m del nivel de empotramiento teórico.

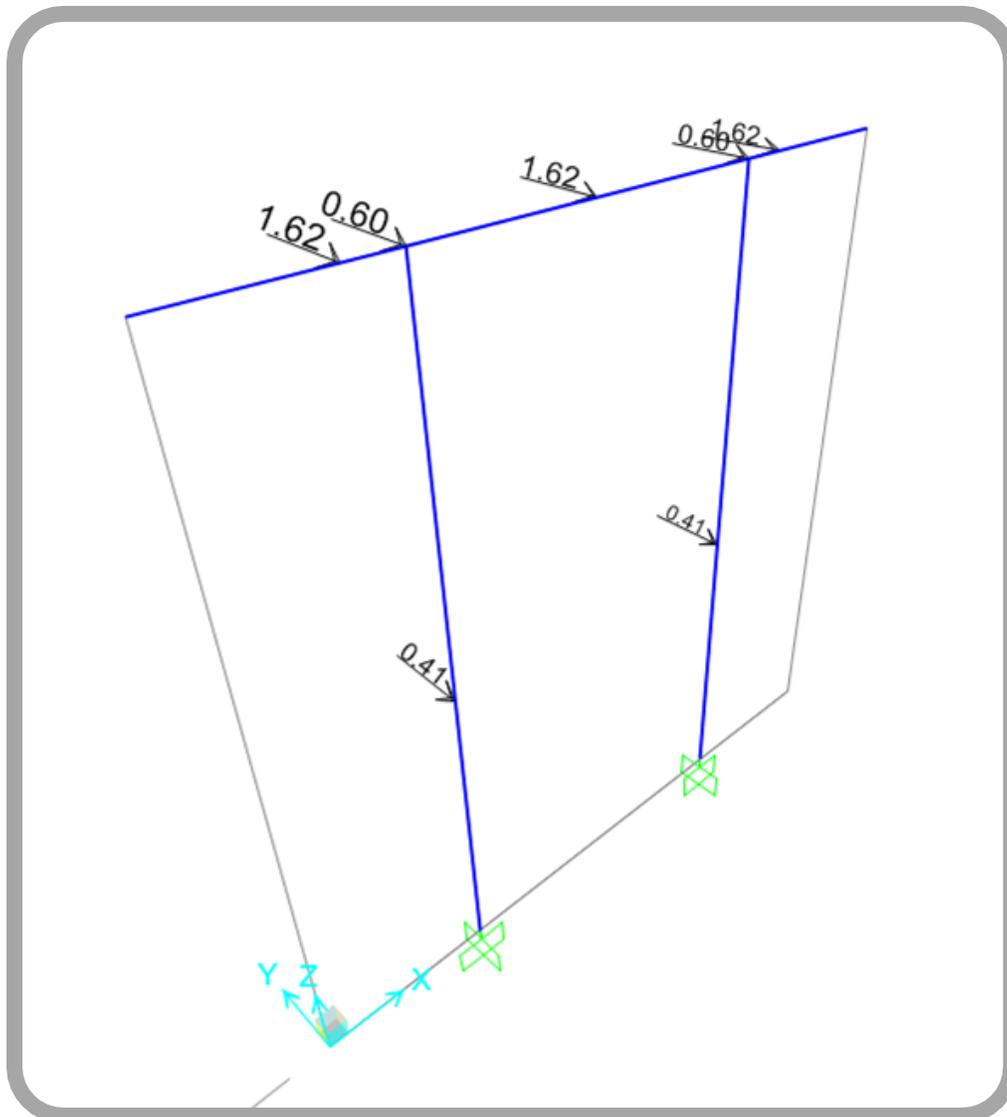


Figura 111: CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN "Y" EN LA ESTRUCTURA

En la figura 111 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "Y", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = 1.62 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.
 $F_x = 5.4 \text{ ton}$
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = 0.603 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
 $F_x = 2.025 \text{ ton}$
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 0.411 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 2.8 m del nivel de empotramiento teórico.
 $F_x = 1.37 \text{ ton}$

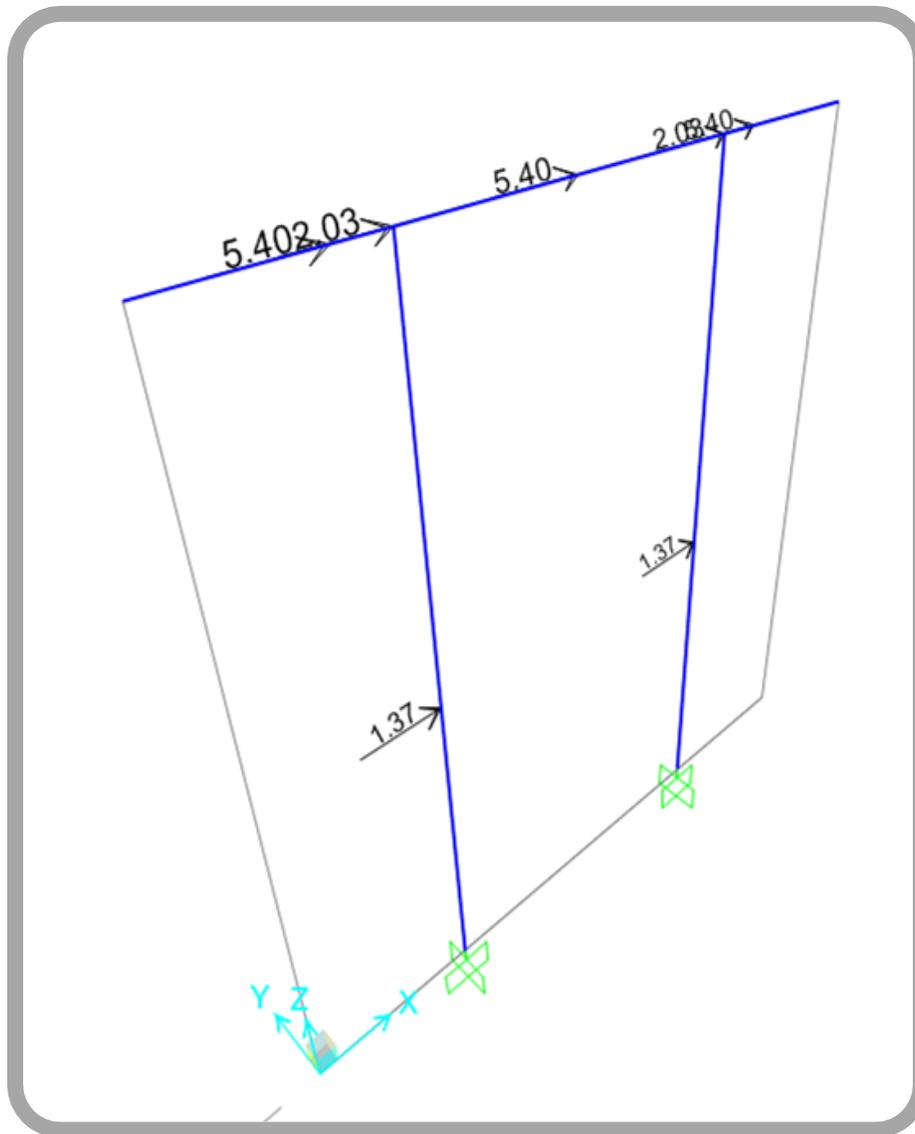


Figura 112: CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN "X" EN LA ESTRUCTURA

En la figura 112 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "X", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = 1.62 \text{ ton}$
 $F_x = 5.4 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = 0.603 \text{ ton}$
 $F_x = 2.025 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 0.411 \text{ ton}$
 $F_x = 1.37 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 2.8 m del nivel de empotramiento teórico.

Diseño de Elementos Estructurales que Conforman el Caballete No 1

En la sección anterior se mostró la forma en que se cargó el modelo de los caballetes No. 1 en el programa SAP2000 V. 14 en donde además de cargar las fuerzas que actúan en la estructura estas últimas también fueron vinculados a tres grupos de cargas con los que se analizará la estructura para así obtener los elementos mecánicos más representativos que se presentan en la estructura, con los que se revisará las secciones y los refuerzos propuestos.

De acuerdo al análisis efectuado para los grupos de carga antes mencionados, los elementos mecánicos obtenidos en el cabezal son los siguientes:

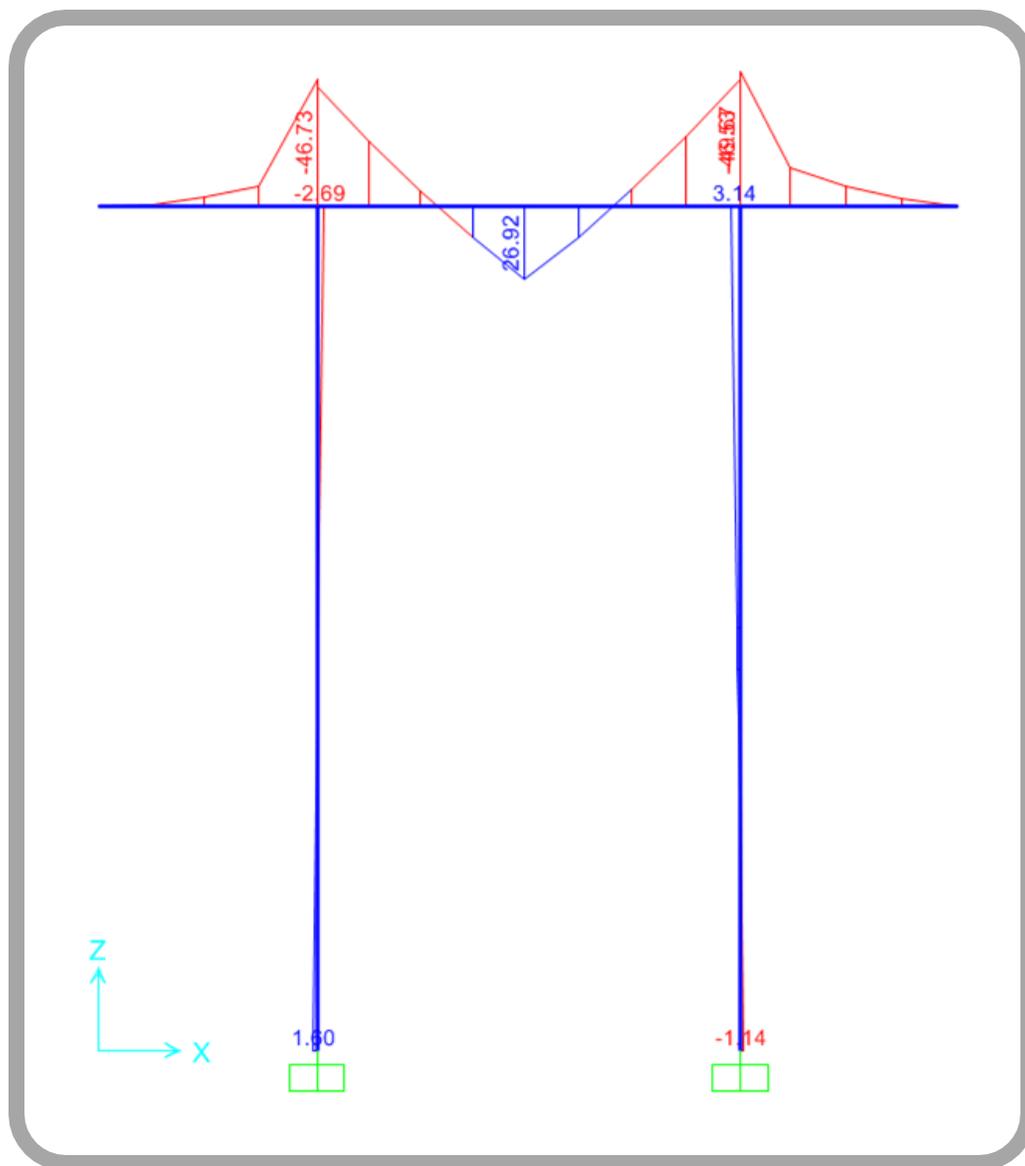


Figura 113: Momento en el Cabezal con el Grupo 1.

GRUPO I :	M = 49.67 t-m
-----------	---------------

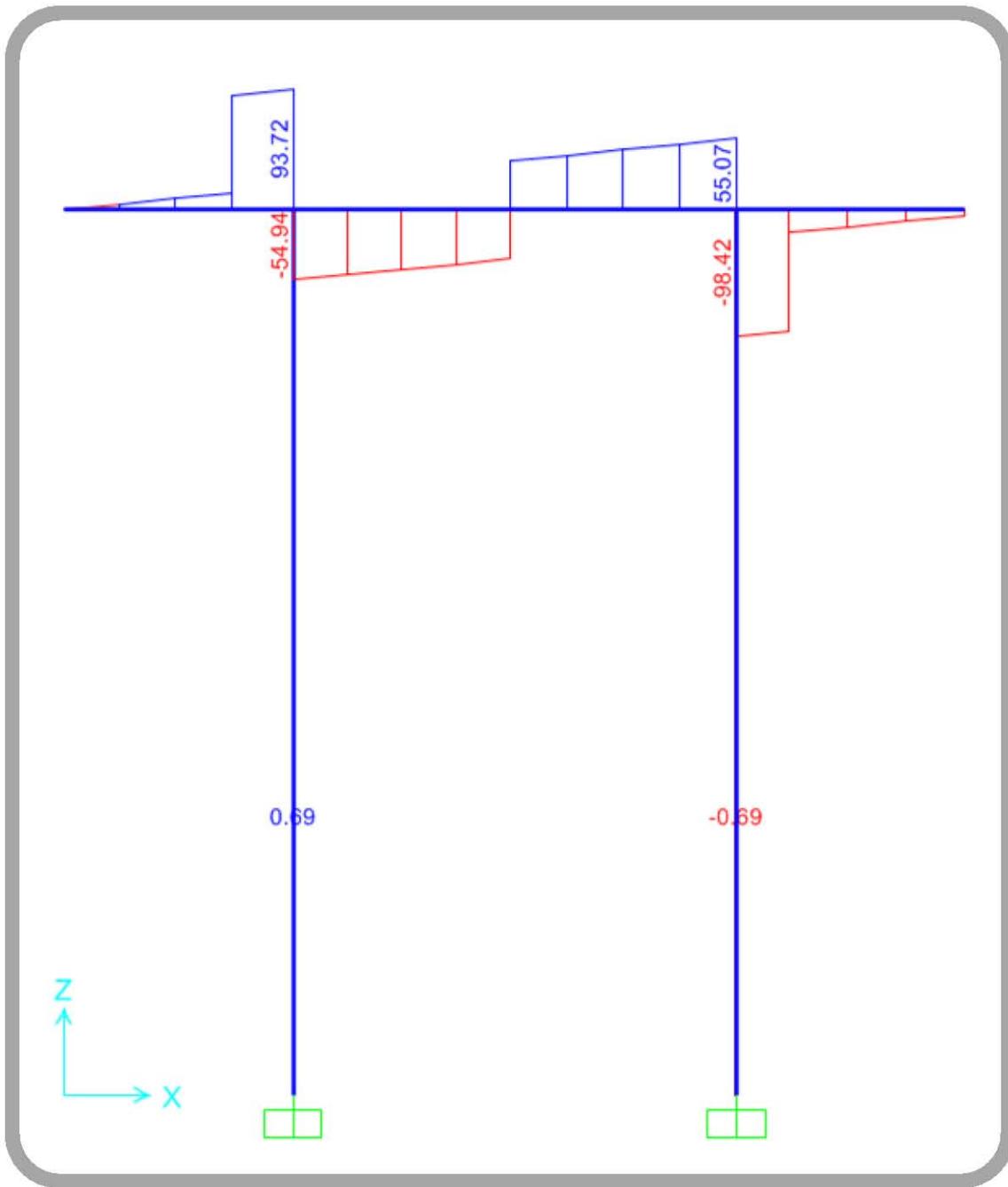


Figura 114: Cortante en el Cabezal con el Grupo 1.

GRUPO I :	V = 98.41 ton
-----------	---------------

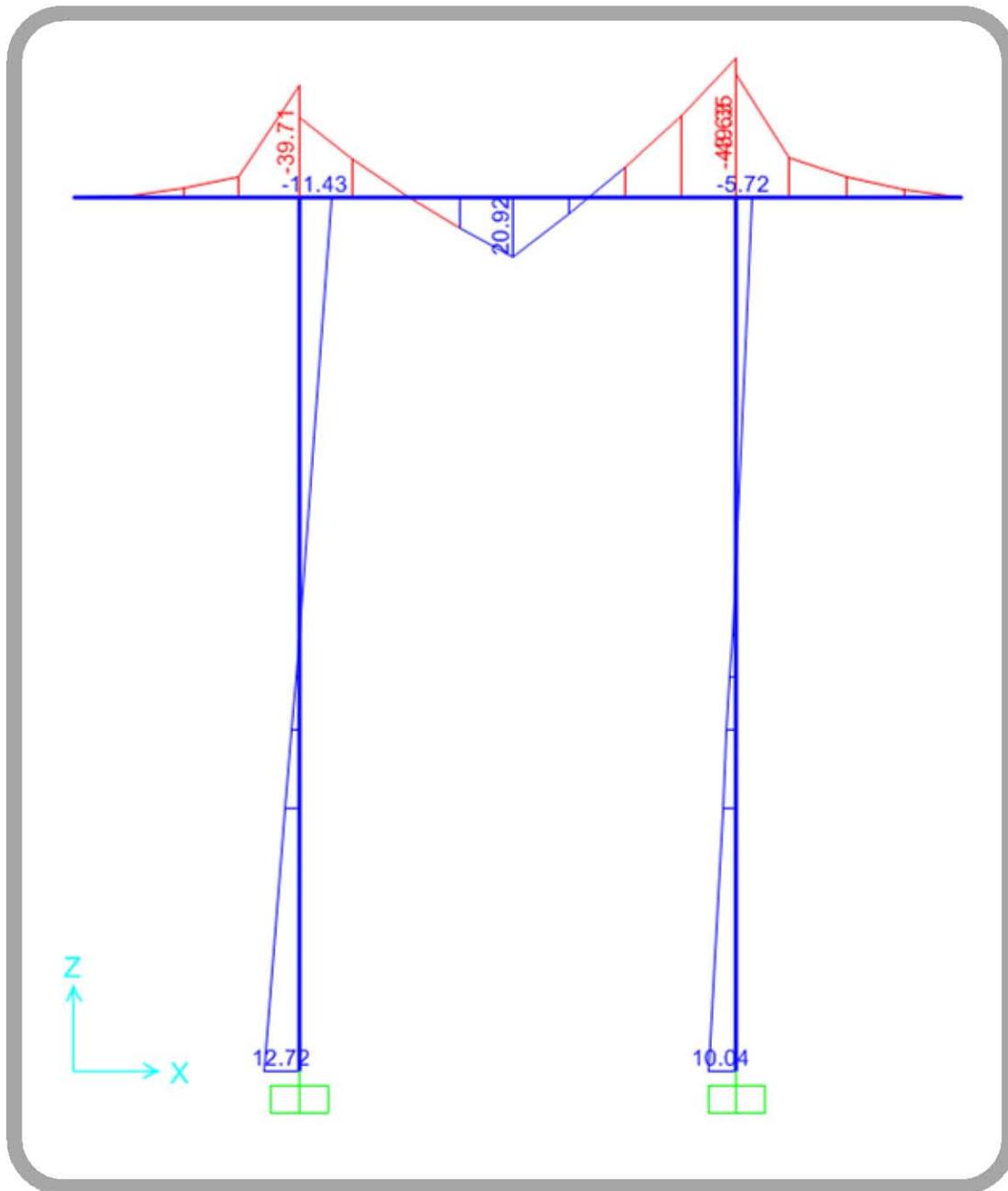


Figura 115: Momento en el cabezal con el Grupo 7 sismo longitudinal.

GRUPO VII L:	M = 49.35 t-m
--------------	---------------

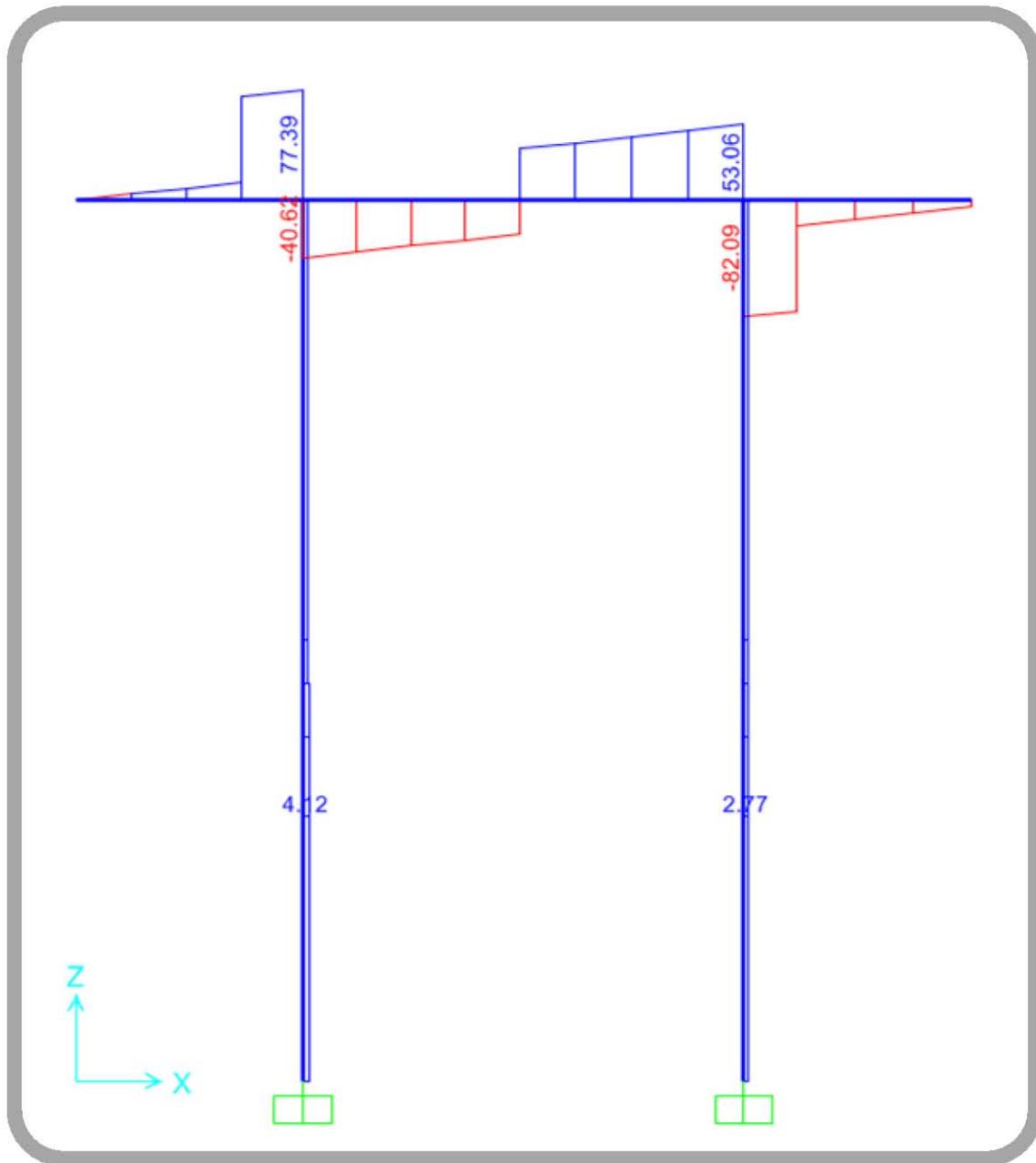


Figura 116: Cortante en el Cabezal con el Grupo 7 sismo Longitudinal.

GRUPO VII L:	V = 82.08 ton
--------------	---------------

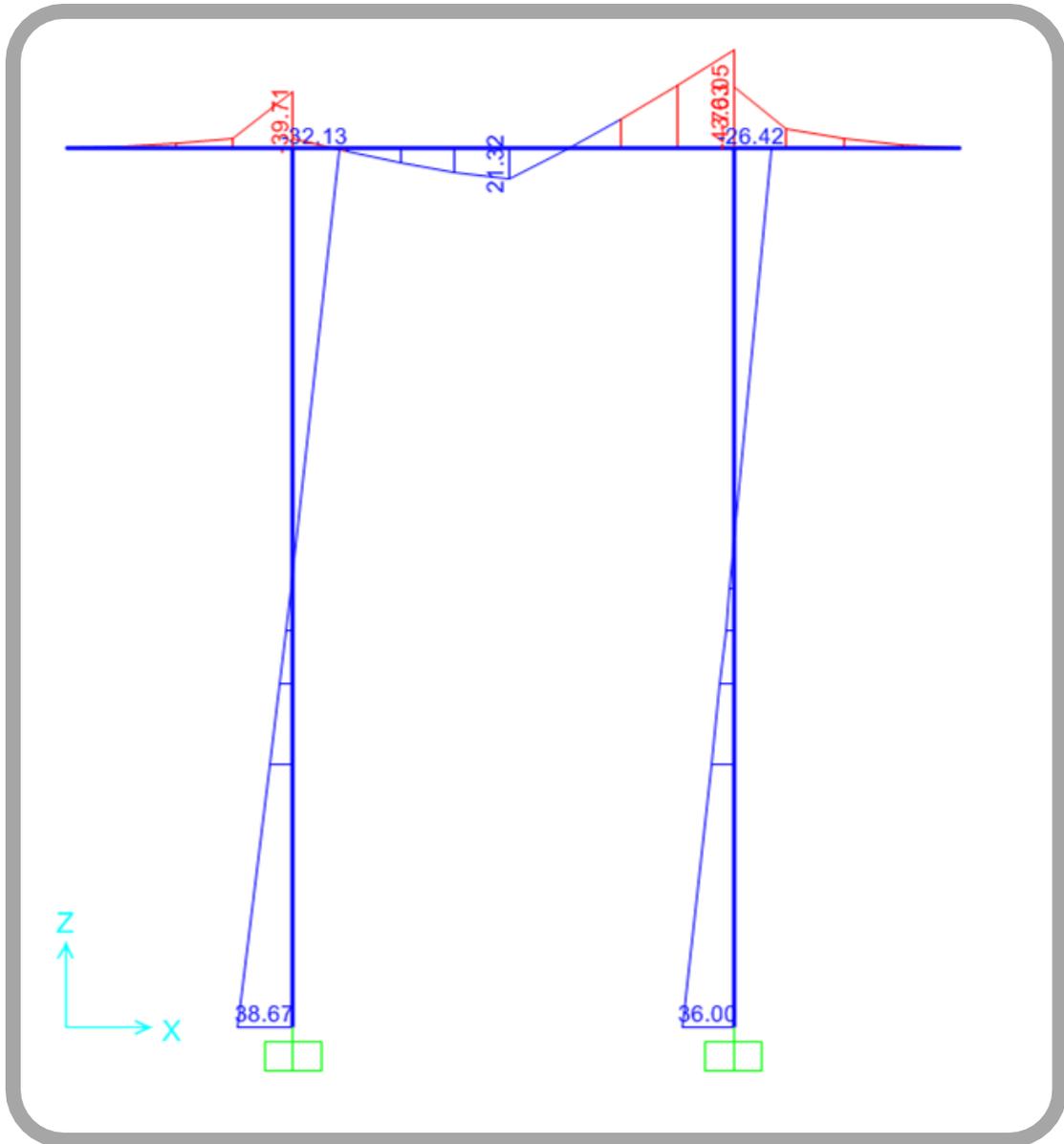


Figura 117: Momento en el Cabezal con el Grupo 7 sismo Transversal.

GRUPO VII _T :	M = 70.04 t-m
--------------------------	---------------

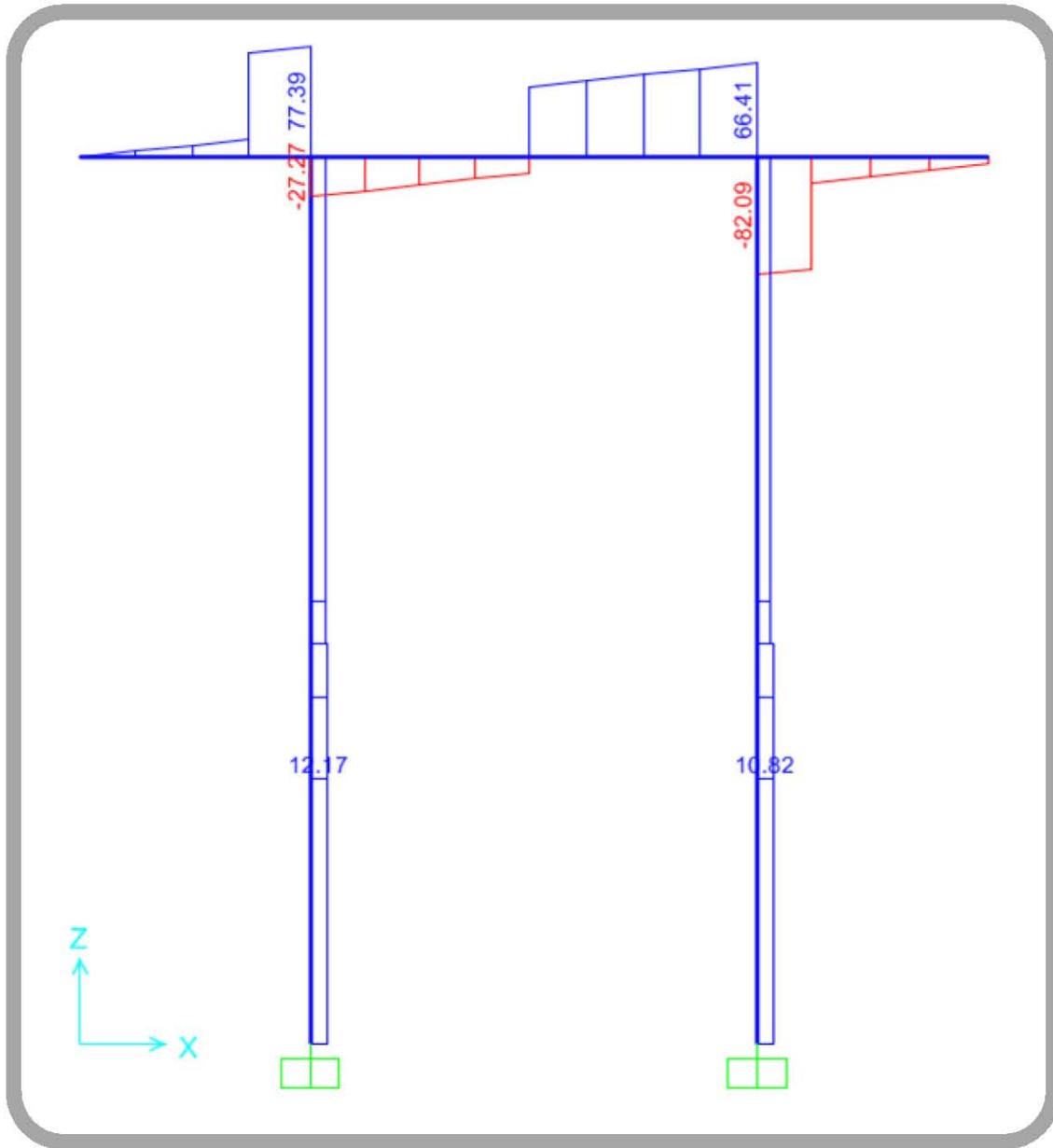


Figura 118: Cortante en el Cabezal con Grupo 7 sismo Transversal.

GRUPO VII _r :	V = 82.08 ton
--------------------------	---------------

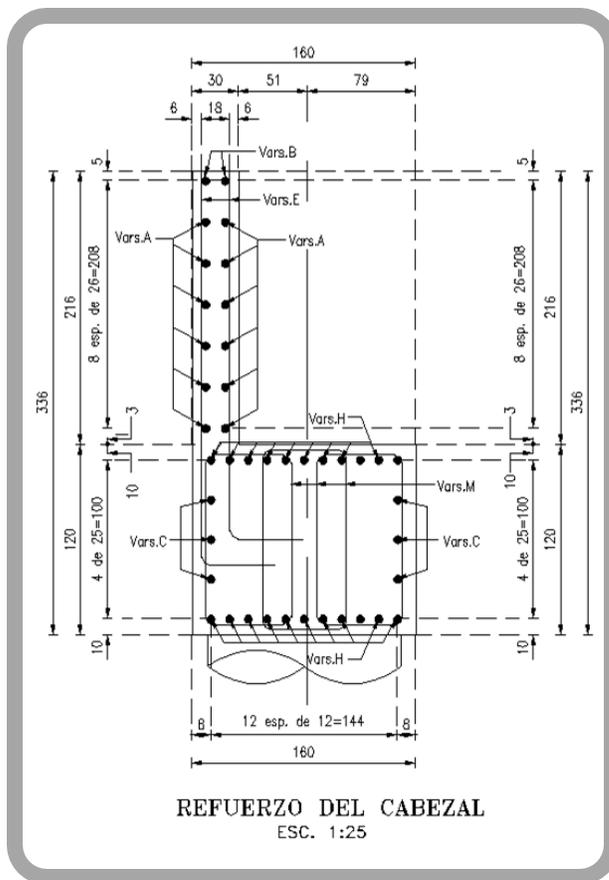
Resumen:

GRUPO I :	M = 49.67 t-m	V = 98.41 ton
GRUPO VII L:	M = 49.35 t-m	V = 82.08 ton
GRUPO VII T:	M = 70.04 t-m	V = 82.08 ton

Tabla 9: RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA ESTRUCTURA CON EL GRUPO 1

Una vez obtenidos los elementos mecánicos más representativos en este tipo de estructura, para poder revisar las secciones y los refuerzos de acero se escogerá el grupo más desfavorable y con este se revisará. En este caso el grupo más desfavorable es el que contiene el momento que rige para el diseño el cual es el del GRUPO VII T.

Revisión del cabezal



La sección del cabezal por requerimiento geométrico es la que se muestra en la imagen de la izquierda.

Revisión por flexión:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/c}$$

$$f_s = (0.5) (4200) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = (0.4) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 70 \text{ t-m}$$

$$n = \frac{E_s}{(14000)(f'_c)^{\frac{1}{2}}} = \frac{2100000}{14000(250)^{\frac{1}{2}}} = 9.5$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{f_s}{(n s) f_c}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2100}{(9.5 * 100)}\right)} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$K = \frac{f_c}{2} (j) (k) = \frac{100}{2} (0.896) (0.311) = 13.93$$

$$d = \left(\frac{M}{k b}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{70 * 10^5}{13.93 * 110}\right)^{\frac{1}{2}} = 67.58$$

Figura 119: refuerzo del cabezal del caballete

De propuesta se tiene 110 cm de peralte en el cabezal, lo que comparado con los 67.58 cm necesarios para poder soportar este momento, son mayores.

Por lo tanto: 67.58 cm < 110 cm ¡Por lo tanto cumple!

Revisión del área de acero

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, es decir, la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de cien veces su resistencia a la tensión. De ahí que los dos materiales se empleen en combinación si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión.

En el cabezal de los caballetes es precisamente de esta manera que se espera que actúen estos dos materiales, motivo por el cual es necesario revisar el área de acero necesaria para poder soportar el momento máximo obtenido relacionado con el grupo más desfavorables encontrado que en este caso fue el GRUPO VII T.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{70 \times 10^5}{(2100)(0.896)(110)} = 33.82 \text{ cm}^2$$

Revisión de área de acero mínimo

El acero de refuerzo es colocado dependiendo de la geometría de la sección puesto que este debe ser acorde a las dimensiones de la misma. El acero de refuerzo además de que contribuye a resistir los esfuerzos por cortante transmitidos por la superestructura a la subestructura, ayuda a que el concreto en las caras exteriores no se agriete, los anteriores son motivos para tener que calcular el acero mínimo de la sección el cual depende principalmente de la geometría de la sección y se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = \left(\frac{14}{f_y}\right) b d = \left(\frac{14}{4200}\right) (150)(110) = 55 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Por ser mayor esta Rige!}$$

Se observa que el acero mínimo es mayor que el área de acero requerida, por lo que tomaremos esta área como la que rige y diseñaremos con esta.

Se armará con varillas del # 8 que tienen un diámetro de 5.07 cm² por lo tanto:

$$\text{No. de varillas \# 8} = \frac{55}{5.07} = 10.84 \text{ varillas.}$$

Por lo que se reforzará el cabezal con 12 varillas del No.8.

Revisión por cortante

El peso y las acciones que ocurren en la superestructura transmiten esfuerzos de cortante a la subestructura y al momento del análisis, el cortante asociado al grupo más desfavorable encontrado es: **V = 82.08 ton.**

Por lo que el esfuerzo cortante que debe resistir el cabezal queda de la siguiente manera:

$$V = \frac{v}{bd} = \frac{82080}{(150)(110)} = 4.97 \text{ kg/cm}^2$$

A manera de dar factor de seguridad al cabezal este esfuerzo cortante se resistirá teóricamente con los estribos, sin considerar la contribución del concreto.

Para el diseño de los estribos colocaremos estribos de 6R (6 ramas) del No 4c:

$$V = \frac{Avfsjd}{s} \rightarrow S = \frac{Avfsjd}{v} = \frac{(6)(1.27)(2100)(0.896)(110)}{82080} = 19.21 \text{ cm.}$$

Debido a la configuración del armado se colocarán los estribos con 20 cm de separación.

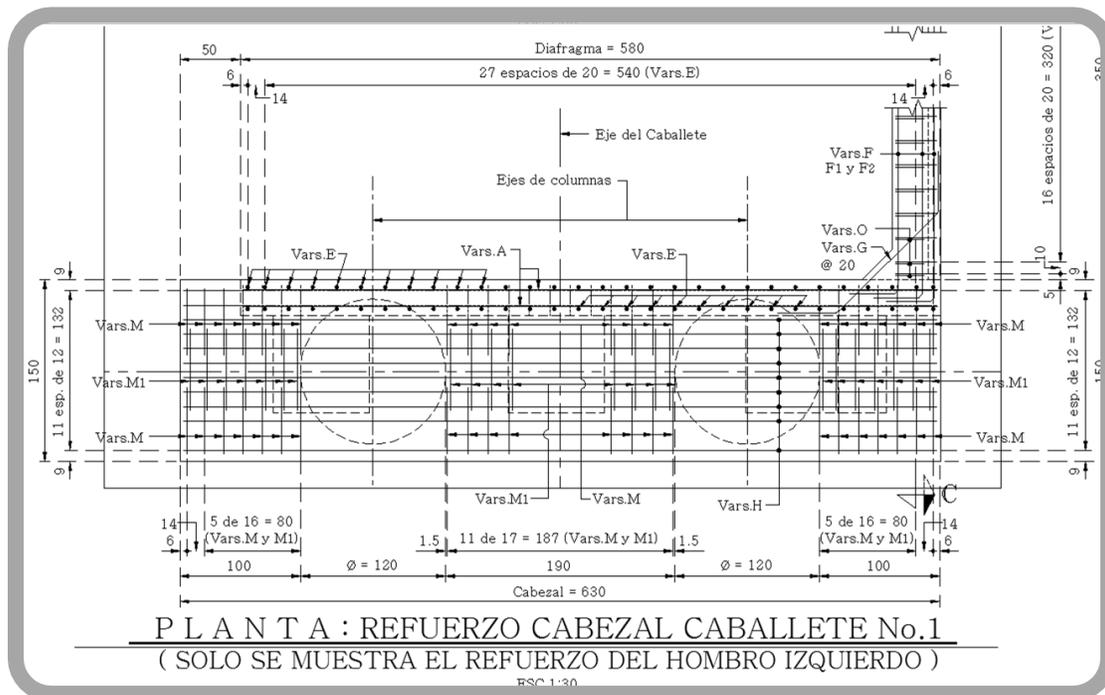


Figura 120: VISTA EN PLANTA DEL REFUERZO DEL CABEZAL DE CABALLETE NO. 1

Revisión de las Columnas

La revisión del cabezal del caballete se realizó corriendo el modelo en el programa SAP2000 V. 14 con las combinaciones de cargas antes mostradas, sin embargo, el diseño de las columnas será realizado por el método plástico para lo cual se tendrán que factorizar las cargas de la siguiente forma:

GRUPO I = (CM + CV + ET) (1.3)

GRUPO VII = (CM + ET + SISMO) (1.3)

Después de haber factorizado las cargas los elementos mecánicos obtenidos son los siguientes:

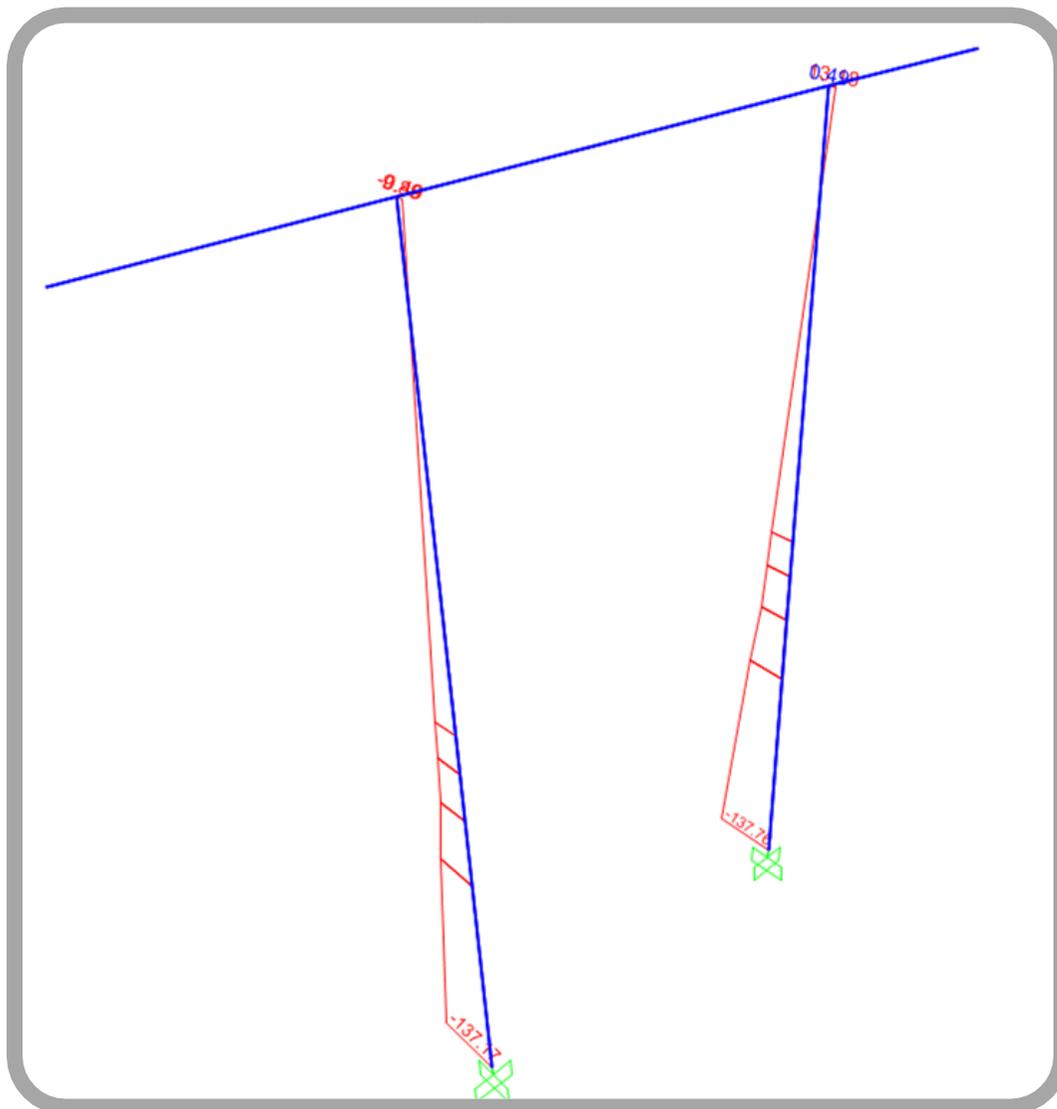


Figura 121: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo I

GRUPO I
My=137.75 t-m

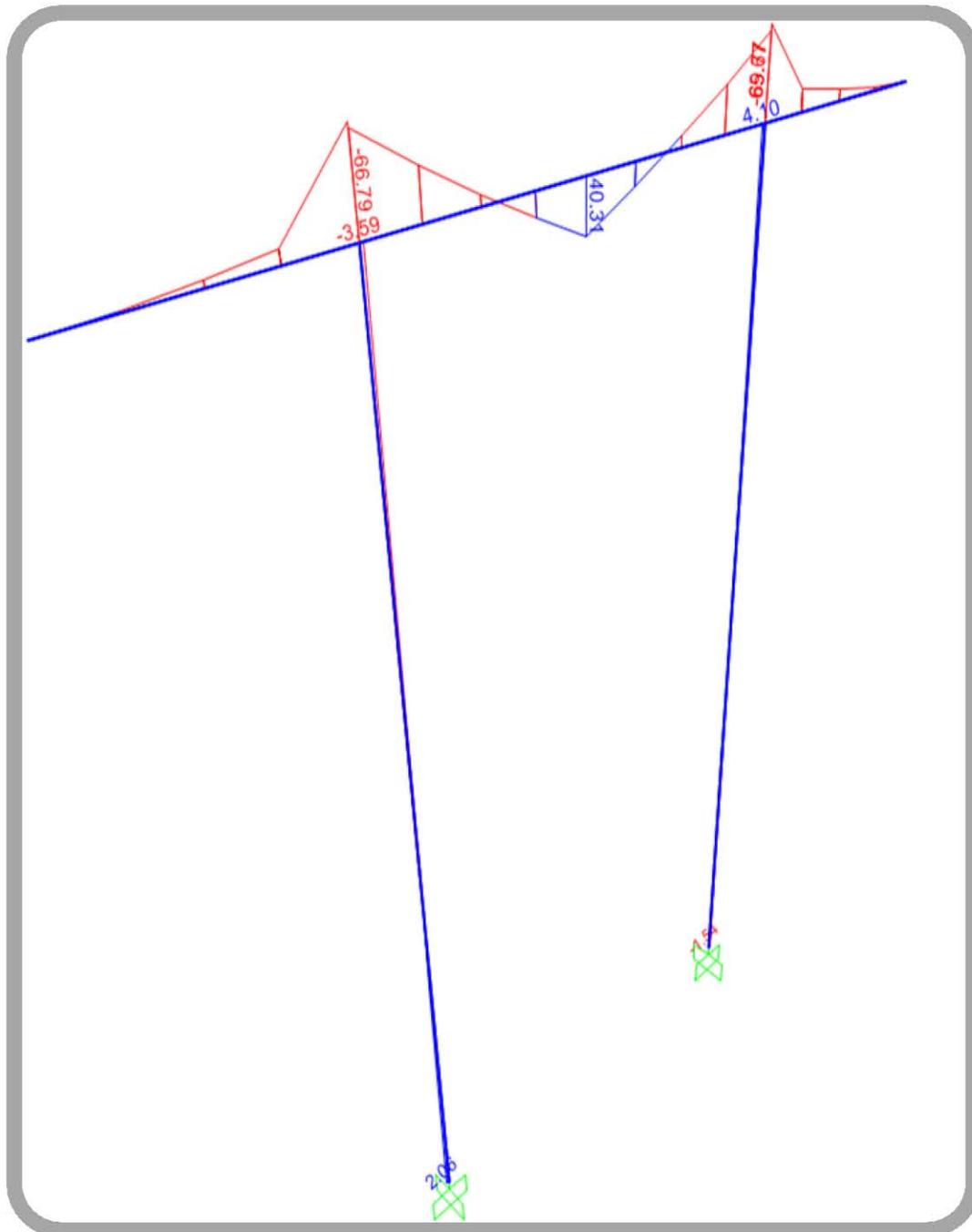


Figura 122: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo I

GRUPO I
Mx=4.1 t-m

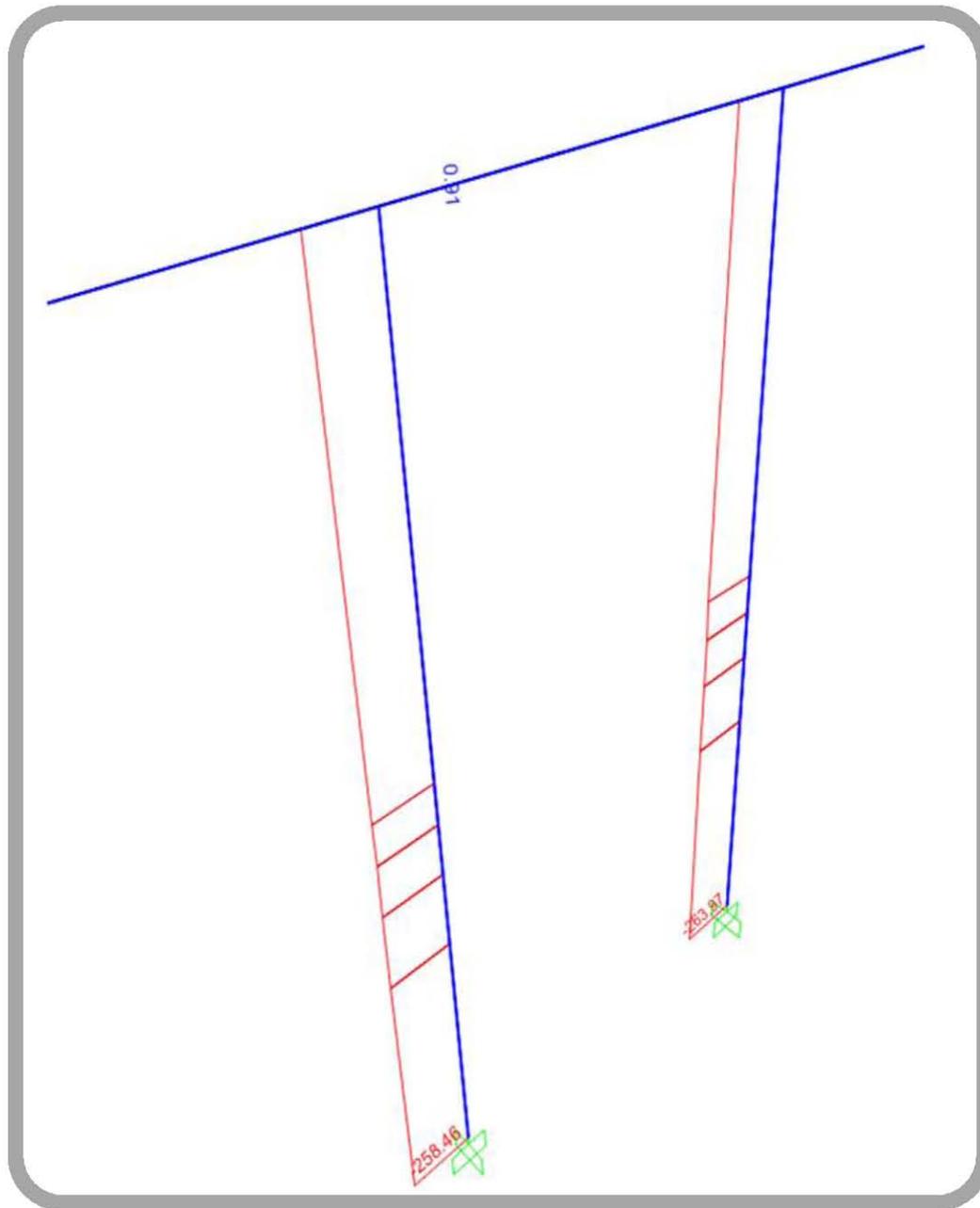


Figura 123: Axial en columnas con el Grupo I

GRUPO I
P=264 ton

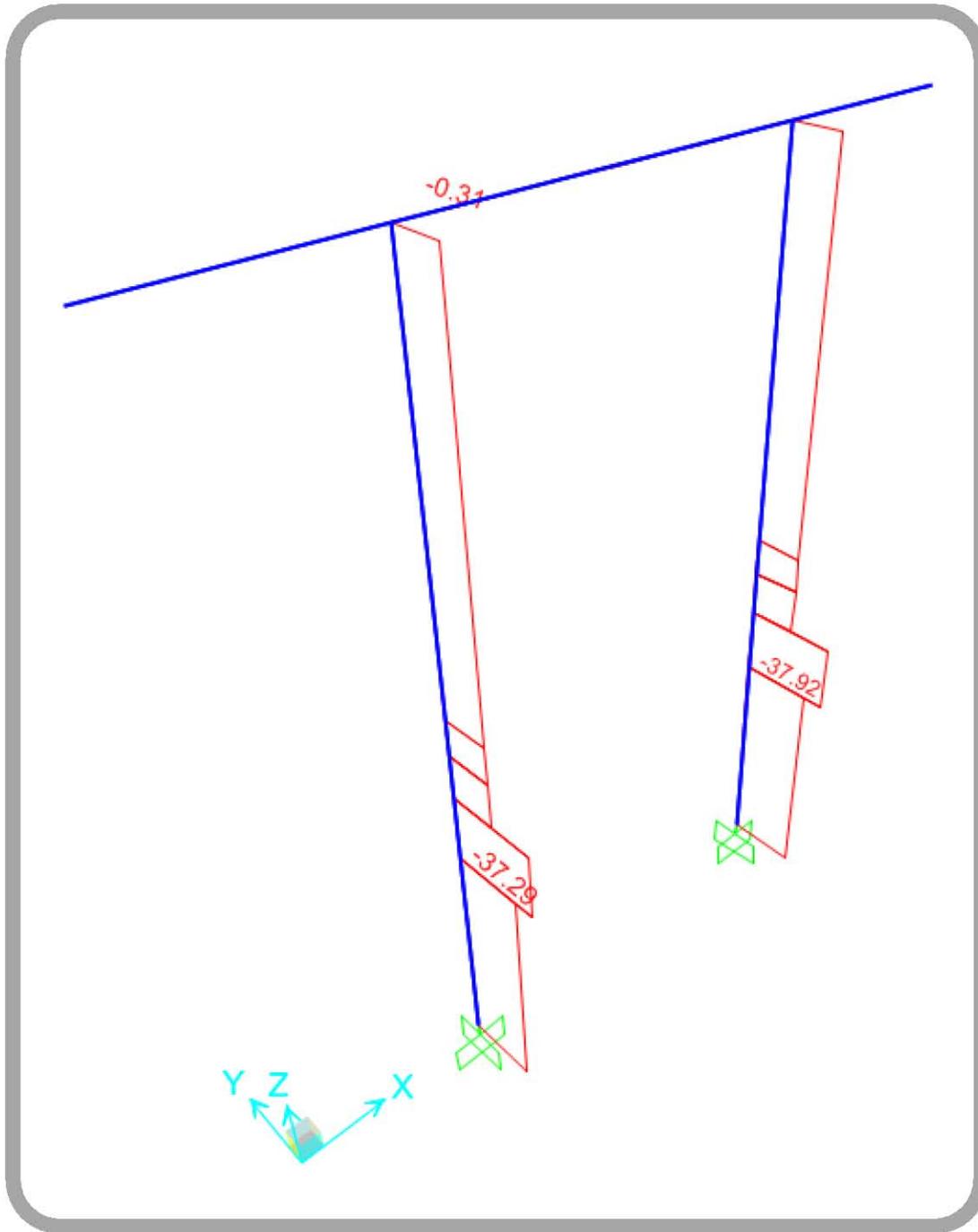


Figura 124: Cortante máximo en columnas con el Grupo I

GRUPO I
V = 37.92 ton

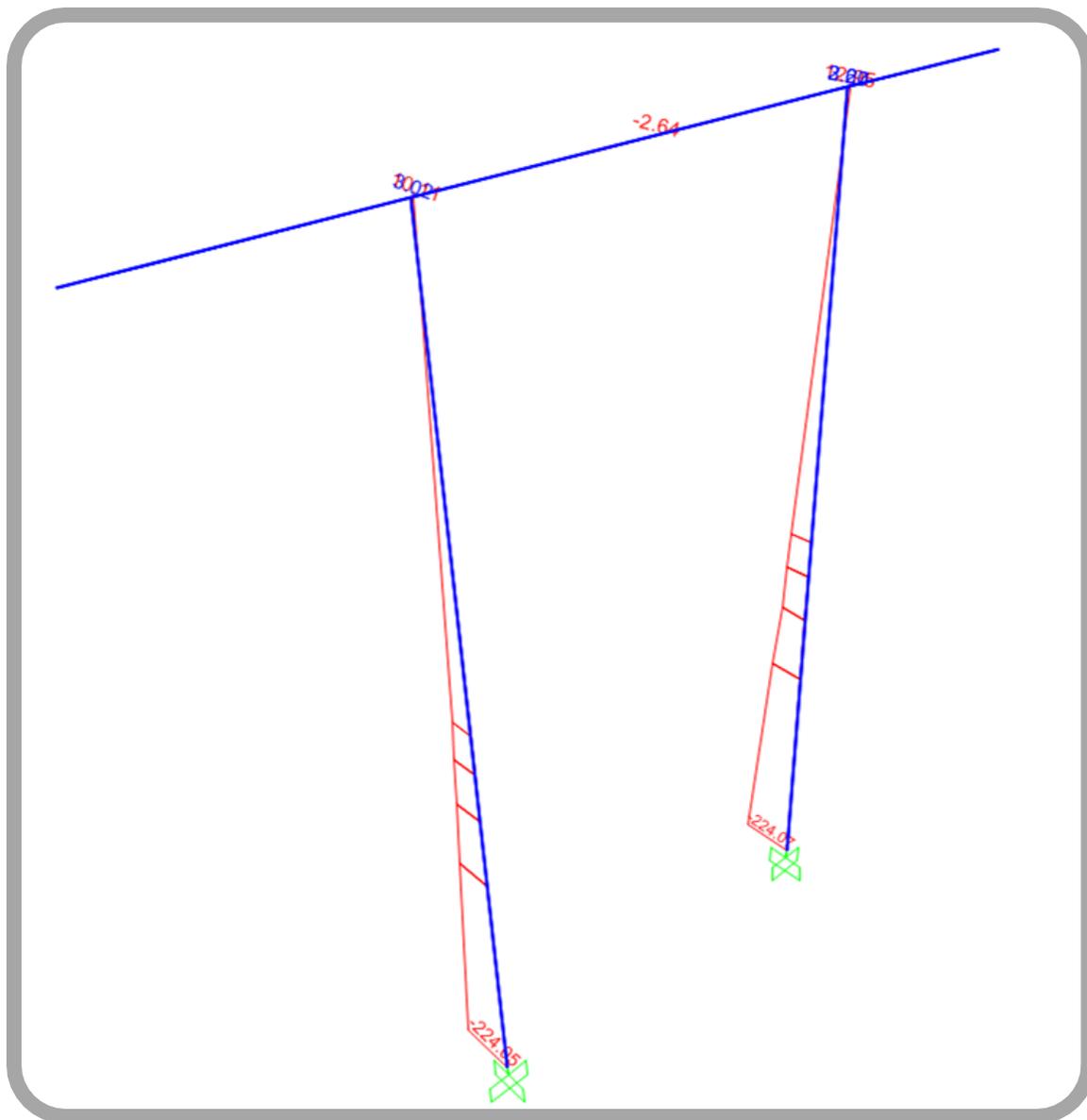


Figura 125: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo VII.

GRUPO VII _L
My=224.07 t-m

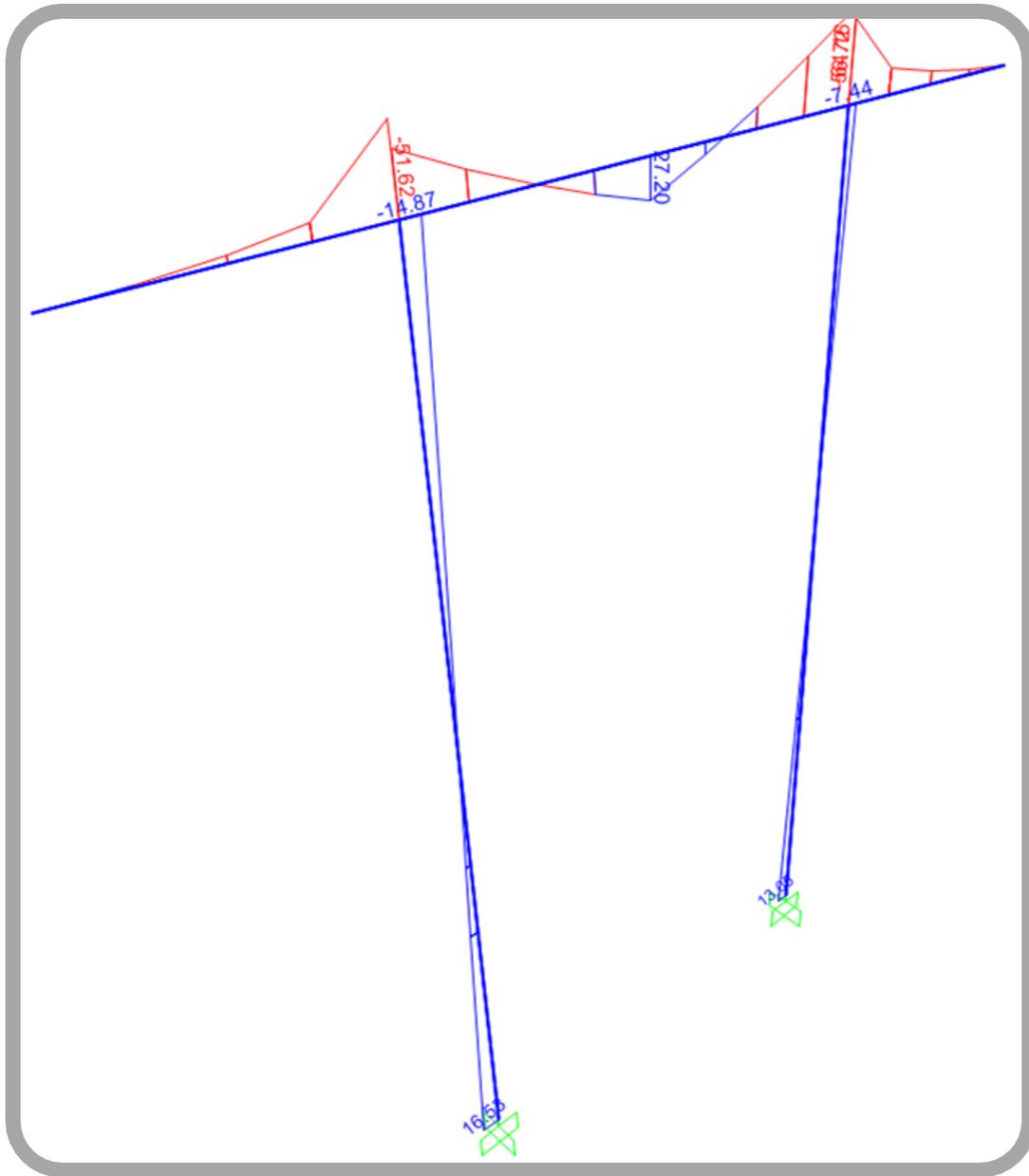


Figura 126: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo VIII

GRUPO VII _L
Mx=16.53 t-m

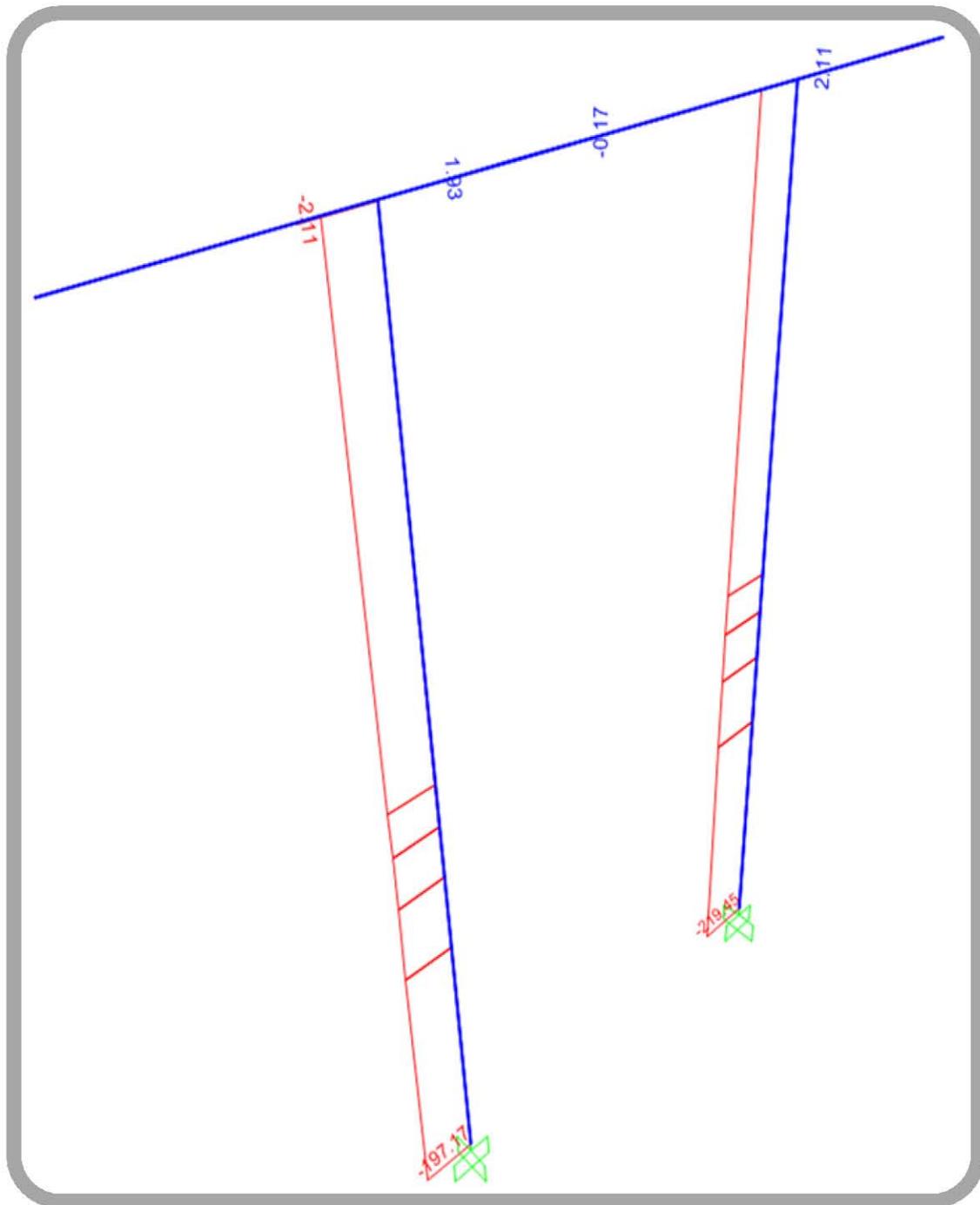


Figura 127: Axial en columnas con el Grupo VIII

GRUPO VII _L
P=219.45 ton

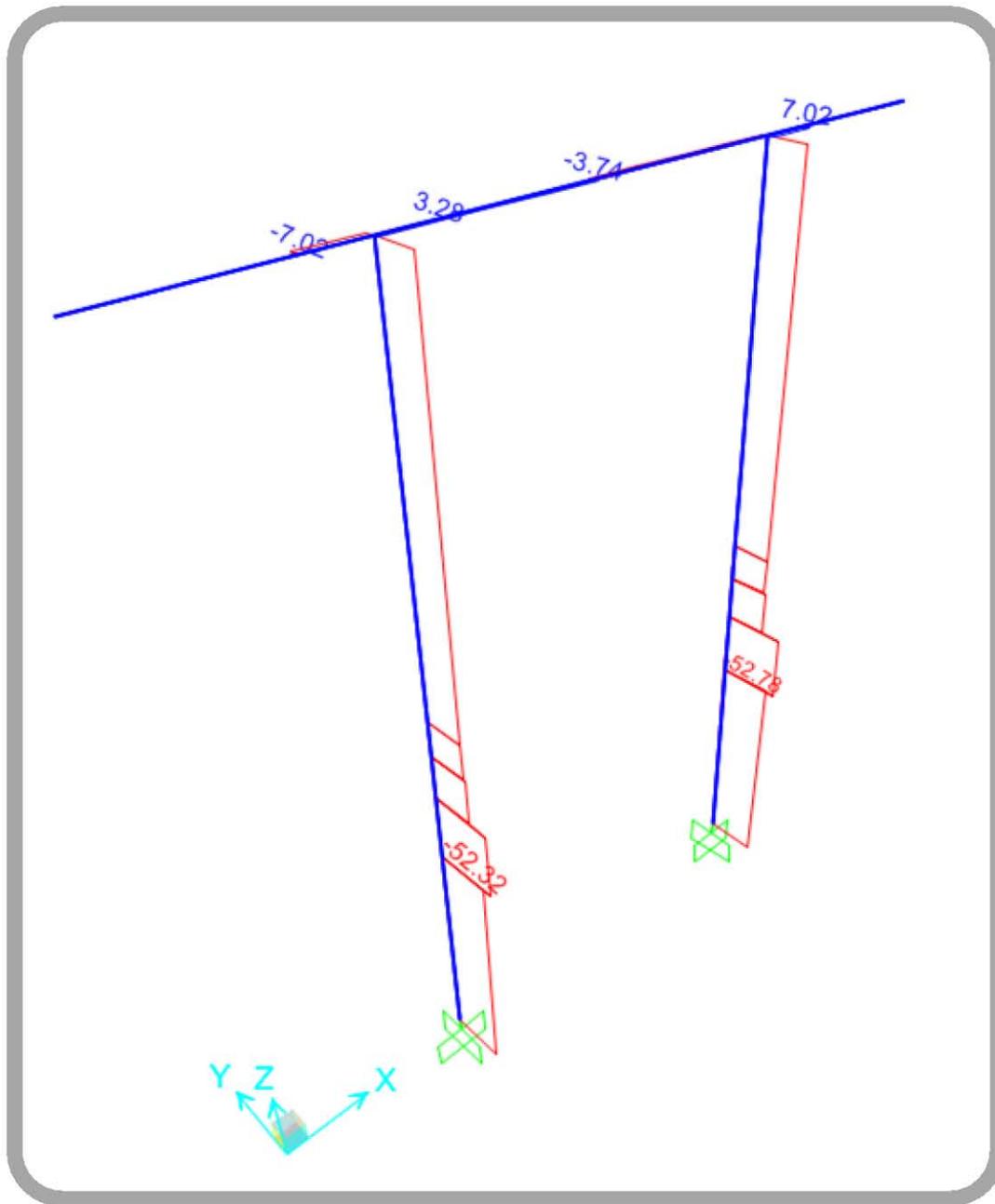


Figura 128: Cortante máximo en columnas con el Grupo VII.

GRUPO VII _L
V = 52.78 ton

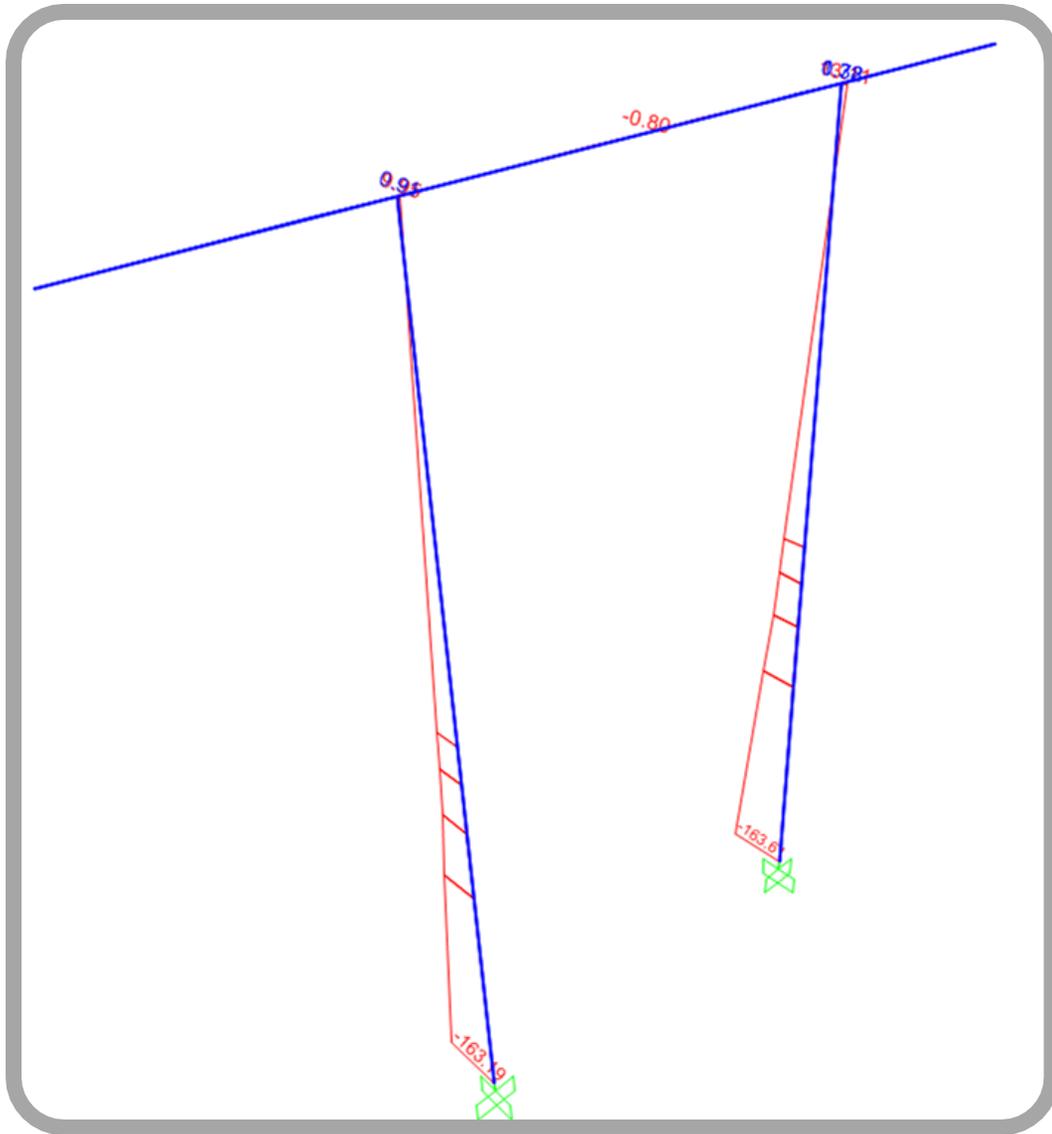


Figura 129: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
My=163.61 t-m

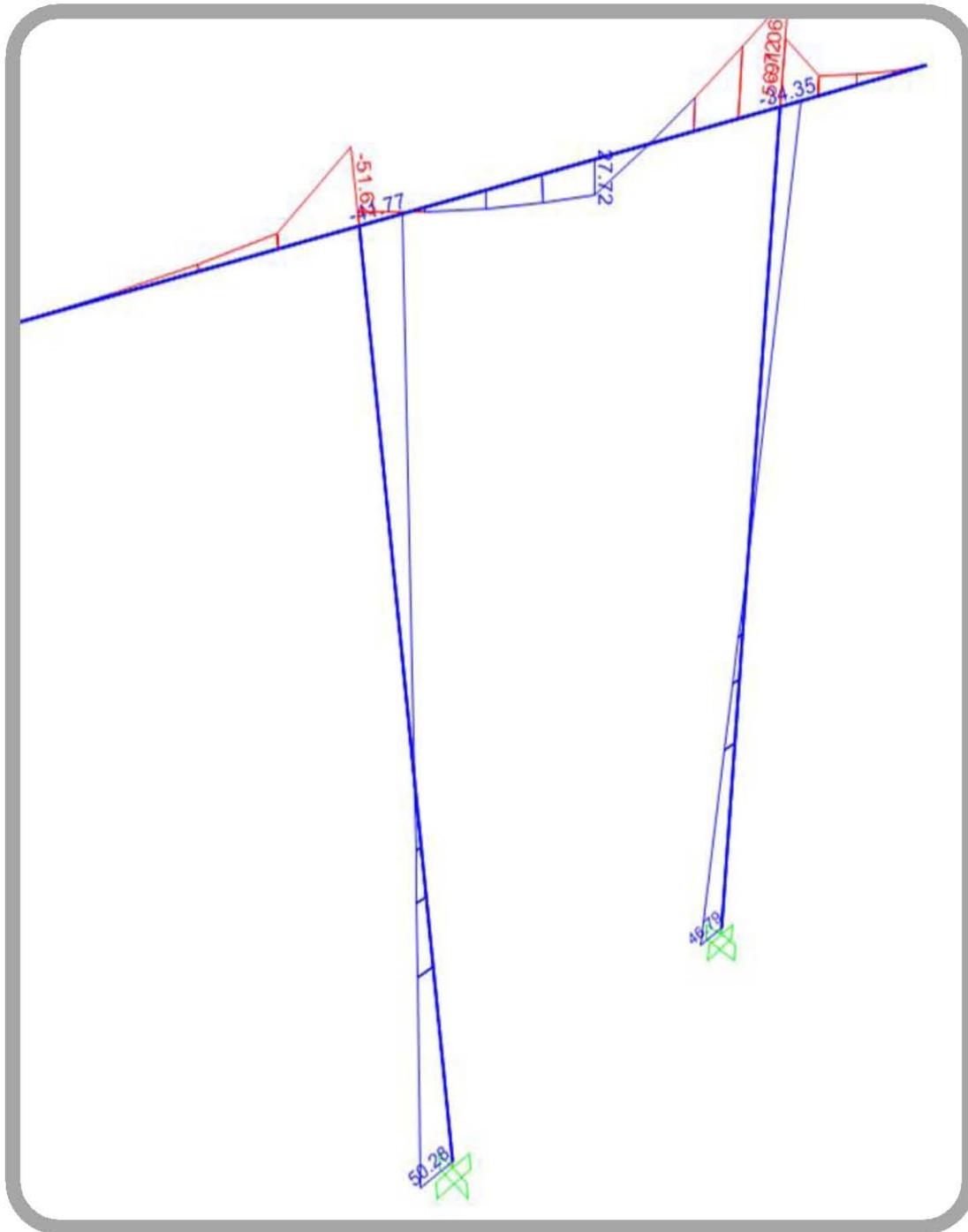


Figura 130: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
Mx=50.28 t-m

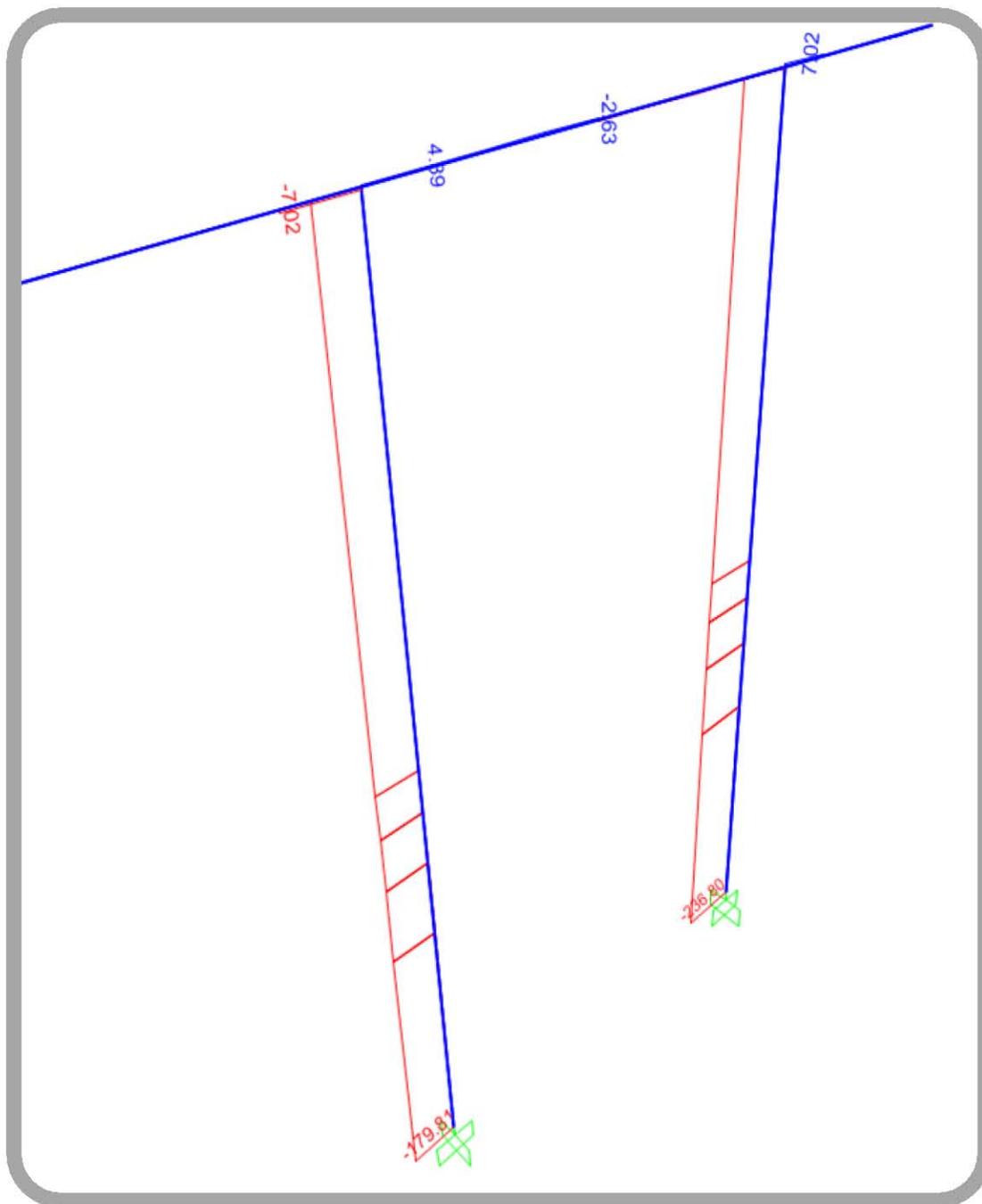


Figura 131: Axial en columnas con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
P=236.8 ton

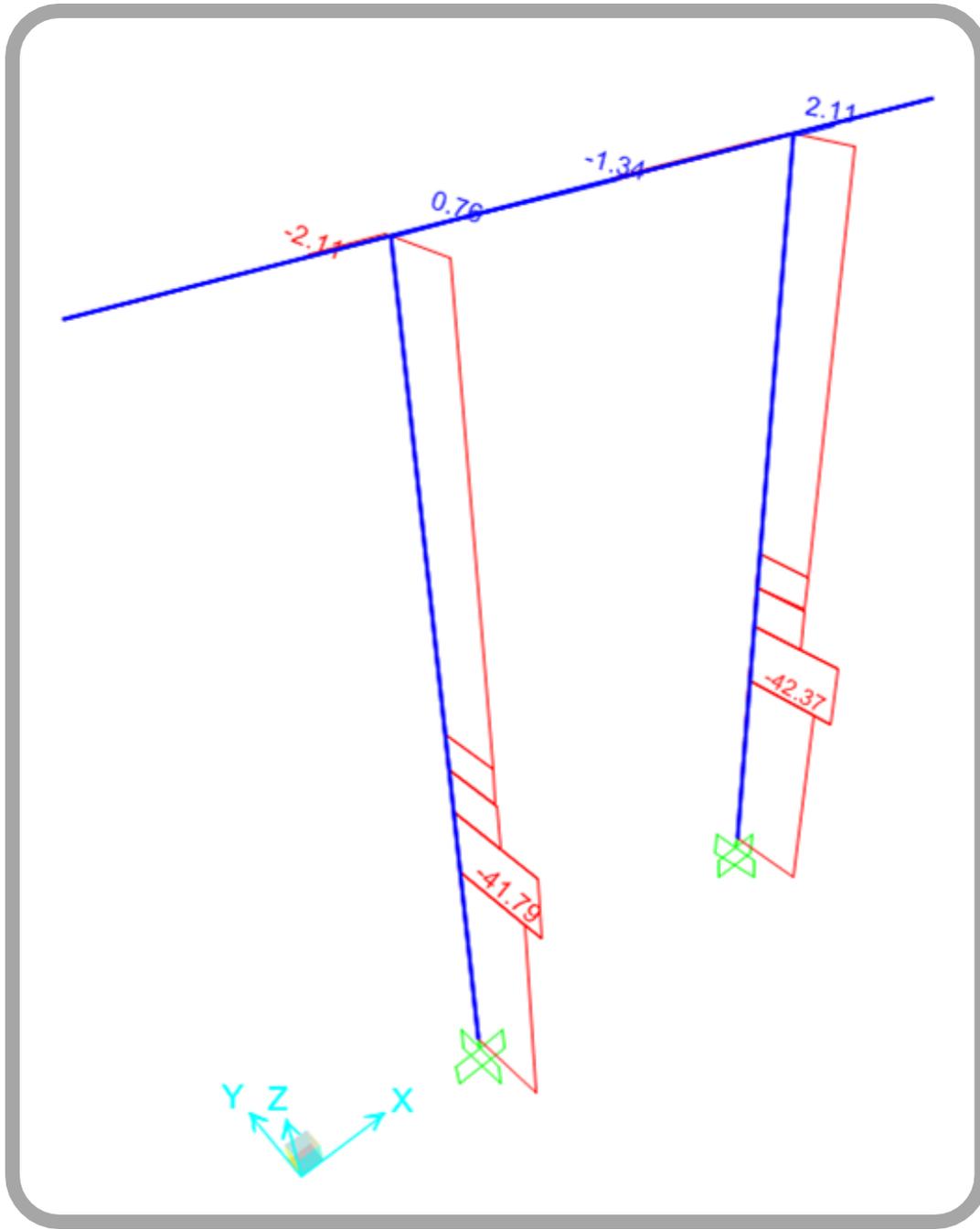


Figura 132: Cortante máximo en columnas con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
V = 42.37 ton

Resumen:

GRUPO I	GRUPO VII _L	GRUPO VII _T
My=137.7 t-m	My=224.07 t-m	My=163.61 t-m
Mx=4.1 t-m	Mx=16.53 t-m	Mx=50.28 t-m
P=264 ton	P=219.45 ton	P=236.8 ton
V = 37.92	V = 52.78 ton	V = 42.37 ton

Tabla 10: RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS CON EL GRUPO VII L

Revisión de la sección de las columnas

Una vez obtenidos los elementos mecánicos más representativos, para poder revisar las secciones y los refuerzos de acero se escogerá el grupo más desfavorable y con este se revisará.

En este caso el grupo más desfavorable es el que contiene el momento que rige para el diseño el cual es el del GRUPO VII_L

Figura 133: VISTA EN CORTE DE COLUMNAS

Sección del pilote

$$\frac{d}{D} = \frac{100}{120} = 0.833$$

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F''c = (250)(0.833)(0.8) = 166.6$$

Momento de diseño

$$M = (224.07^2 + 16.53^2)^{\frac{1}{2}} = 224.67 \text{ t - m}$$

$$\ell = \frac{224.67}{219.45} = 1.02 \qquad \frac{\ell}{D} = \frac{1.02}{1.2} = 0.85$$

$$\rho = 0.021; \quad q = \rho \left(\frac{fy}{f''c} \right) = (0.021) \left(\frac{4200}{166.6} \right) = 0.52$$

Con estos valores consultamos los diagramas de interacción para columnas del Dr. Meli y obtenemos los volares de K y R mismos que se ocuparán más adelante en la fórmula para obtener el axial último (Pu) y momento último (Mu).

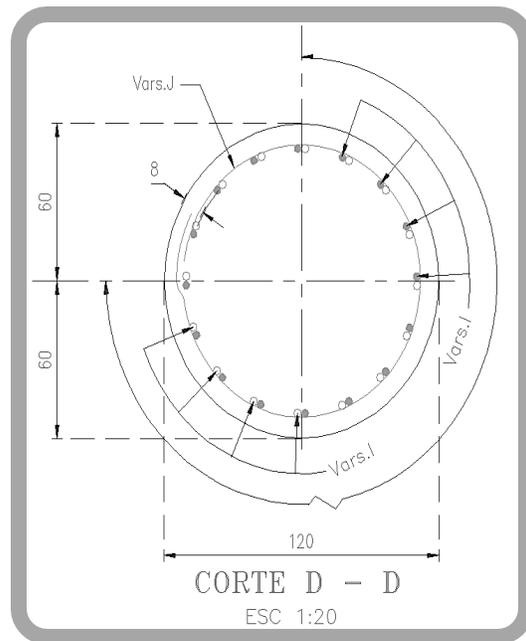
$$K = 0.2 \text{ y } R = 0.17$$

$$\text{Axial Último} = Pu = KFrD^2 f''c = (0.2)(0.7)(120)^2 (166.6) = 335,865.6 \text{ kg}$$

$$Pu = 335.865 \text{ ton} > 219.45 \text{ ton} \qquad \text{¡Por lo tanto cumple!}$$

$$\text{Momento Último} = Mu = RFrD^3 f''c = (0.17)(0.7)(120^3)(166.6) = 34,258,241.2 \text{ kg - m}$$

$$Mu = 342.582 \text{ t-m} > 224.04 \text{ t-m}; \qquad \text{¡Por lo tanto cumple!}$$



Área de acero

Para el área de acero se propuso un 2.1% por lo tanto el área de acero para las columnas se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{(\pi * 120^2)}{4} (0.021) = 237.5 \text{ cm}^2$$

Requerimos de 237.5 cm² de área de acero, por lo que usaremos varillas del No. 8 que tienen un diámetro de 5.07 cm², entonces:

$$as = \frac{237.5}{5.07} = 46 \text{ varillas}$$

Por lo cual se reforzarán las columnas con 46 varillas del No. 8 en paquetes de dos varillas, es decir, 24 paquetes de dos varillas del No 8.

La separación de los paquetes de varillas se obtiene mediante:

$$sep = \frac{\text{perimetro}}{N^\circ} = \frac{110 * \pi}{24} = 14.4 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

El peso y las acciones que ocurren en la superestructura transmiten esfuerzos de cortante a la subestructura y al momento del análisis, el cortante asociado al grupo más desfavorable encontrado es: **V = 52.78 ton**

Por lo que el esfuerzo cortante que deben resistir las columnas se obtiene de la siguiente manera:

$$V = \frac{v}{A} = \frac{52780}{(55)(55)(3.1416)} = 5.55 \text{ kg/cm}^2$$

Calcularemos el cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25\sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: 5.55 kg/cm² > 3.95 kg/cm² se requiere de acero por cortante.

Entonces tenemos que: 5.55 – 3.95 = 1.6 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Por lo que estrictamente hablando 1.6 kg/cm² es la fuerza cortante que deben de resistir los estribos.

Para el diseño de los estribos colocaremos estribos del No 5c:

$$S = \frac{Avfsj}{bv} = \frac{(1.98)(2100)(0.896)}{(110)(1.6)} = 21.17 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos del número 5c con 20 cm de separación.

B) SUBESTRUCTURA: CABALLETES DE PILAS INTERMEDIAS**MEMORIA DE CÁLCULO PARA LOS CABALLETES DE PILAS INTERMEDIAS****DATOS DE DISEÑO**

a) CONCRETO F' C	250 (kg/cm ²)
b) ACERO DE REFUERZO L.E	4200 (kg/cm ²)
c) PESO VOL. DEL CONCRETO	2.4 (ton/m ³)
d) PESO VOL. DEL TERRENO	1.6 (ton/m ³)
e) PESO VOL. DEL CONCRETO ASFALTICO	2.2 (ton/m ³)
f) CARGA VIVA DEL PROYECTO	T3-S2-R4
g) CARRILES DE TRANSITO	UNO
h) ANCHO DE CALZADA	5.3 m
i) ANCHO DE BANQUETA	1 m
j) ANCHO TOTAL	6.3 m
k) LONGITUD TOTAL DEL TRAMO 1	35.52 m
l) LONGITUD TOTAL DEL TRAMO 2	35.56 m
m) NORMAS DE PROYECTO	AASHTO
n) METODO DE DISEÑO	PLASTICO

ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas para las que deben proyectarse las estructuras son:

a) Cargas permanentes (carga muerta): La carga permanente estará constituida por el peso de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos.

b) Carga móvil (carga viva): La carga móvil o carga viva que se considere sobre la calzada serán las especificaciones para camiones tipo o carga uniforme por carril, para el caso de este proyecto se diseñará para la carga T3 – S2 – R4.

c) Impacto o efecto dinámico de la carga móvil: En las estructuras siguientes se considera impacto o sea, incremento de esfuerzos debidos a la vibración de la carga móvil; superestructuras incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prolongan hasta la cimentación principal.

La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que estén rígidamente conectados a la superestructura, ya sea formando marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

No se aplicará el impacto a las estructuras siguientes: estribos, muros de contención, pilas, pilotes (Exceptuando lo especificado en párrafos anteriores).

La cantidad permisible en que se incrementa los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga móvil y se determina con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} \quad \text{Ec:3.0}$$

Donde: I = Impacto en porciento (Máximo 30%)

L = longitud en metros, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

d) Fuerza de viento: Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento por metro cuadrado de área expuesta, deberá aplicarse a todas las estructuras, para "I" porciento de esfuerzo unitario básico que debe usarse en las diversas combinaciones de carga y fuerzas.

El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y parapeto a 90 grados con respecto al eje longitudinal de la estructura. Para el caso de este proyecto debido a las condiciones de viento de la región no se tomará la carga de viento debido a que esta se considera despreciable.

e) Fuerzas longitudinales: Cuando existan, tales como: fuerza centrífuga, fuerzas por cambio de temperatura, empujes de tierras, supresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión del arco, presiones de la corriente de agua o hielo y esfuerzos por sismo.

a) Peso de la superestructura tramo 1

a.1) LOSA: (6.3m) (35.52m) (0.2m) (2.4 (ton/m ³))	_____	107 ton
a.2) CARPETA: (5.3 m) (35.52m) (0.1 m) (2.2 (ton/m ³))	_____	41.4 ton
a.3) GUARNICIÓN: (0.33 (t/ml)) (35.52m)	_____	12 ton
a.4) BANQUETA: (0.14 m ²) (35.52m) (2.4 (ton/m ³))	_____	12 ton
a.4) PARAPETO: (0.25 (t/ml)) (35.52m)	_____	9 ton
a.5) TRABES: (0.6923 m ²) (35.5m) (2.4 (ton/m ³)) (3)	_____	177 ton
a.6) DIAFRAGMAS: (0.3m)(2.6282 m ²)(9)(4)(2.4(ton/m ³))	_____	68.12 ton
PESO TOTAL DE SUPERESTRUCTURA	_____	426.92 ton

REACCIÓN POR APOYO

$$RCM = 426.92 \div 2 = 213.46 \text{ ton}$$

b) Peso de la superestructura tramo 2

b.1) LOSA: (6.3m) (35.56m) (0.2m) (2.4 _(ton/m³))	107.53 ton
b.2) CARPETA: (5.3 m) (35.56m) (0.1 m) (2.2 _(ton/m³))	41.46 ton
b.3) GUARNICIÓN: (0.33 _(t/ml)) (35.56m)	12 ton
b.4) BANQUETA: (0.14 m ²) (35.56m) (2.4 _(ton/m³))	12 ton
b.4) PARAPETO: (0.25 _(t/ml)) (35.56m)	9 ton
b.5) TRABES: (0.6923 m ²) (35.56m) (2.4 _(ton/m³)) (3)	177 ton
b.6) DIAFRAGMAS: (0.3m)(2.6282 m ²)(9)(4)(2.4 _(ton/m³))	68.12 ton
PESO TOTAL DE SUPERESTRUCTURA	427.12 ton

REACCIÓN POR APOYO

$$RCM = 427.12 \div 2 = 213.55 \text{ ton}$$

Por lo tanto la carga que deberá ser soportada por la pila es la suma de las reacciones por carga muerta por apoyo de los tramos 1 y 2:

$$\text{Tramo 1: } 213.46 \text{ ton y tramo 2: } 213.55 = 427 \text{ ton}$$

c) Peso de subestructura

c.1) PILOTES: (π) (0.6 ²) (12m) (2) (2.4 _(ton/m³))	65.14 ton
c.2) CABEZAL: (1.5m) (1.2m) (5.5 m) (2.4 _(ton/m³))	23.76 ton
c.3) BANCOS: [(1.6m)(0.76m)(0.17m)(2.4 _(ton/m³))]+[(1.6m)(0.76m)(0.13m)(2.4 _(ton/m³))]+ [(1.6m)(0.76m)(0.09m)(2.4 _(ton/m³))]	1.13 ton
c.4) TOPES: (0.42m) (1.6m) (0.35m) (2.4 _(ton/m³))(2)	1.13 ton
PESO TOTAL DE LA SUBESTRUCTURA	92.74 ton

REACCIÓN POR CARGA VIVA

La carga viva con la que se diseñaran los nuevos elementos estructurales es la equivalente a un T3 – S2 – R4, por lo tanto la reacción por carga viva para el diseño tiene un valor de 49 ton. puesto que este es el valor máximo de cortante para una carga viva de esta naturaleza.

Para los nuevos elementos estructurales se contempla que cuenten solamente con un carril de circulación motivo por el cual la carga viva para el diseño será de:

$$\text{Carga viva} = 49 \times 1 = 49 \text{ ton.}$$

ANÁLISIS DE SISMO SOBRE LA ESTRUCTURA

En este proyecto se utilizará el método de la fuerza estática equivalente para el análisis sísmico de la superestructura y subestructura.

De acuerdo a la regionalización sísmica publicada por la CFE se obtendrá el coeficiente sísmico, con base en la zona sísmica y al tipo de terreno en donde se localiza el puente, por lo que el coeficiente sísmico del lugar es de $c=0.24$, el cual es para un terreno tipo II y para una zona sísmica "A".

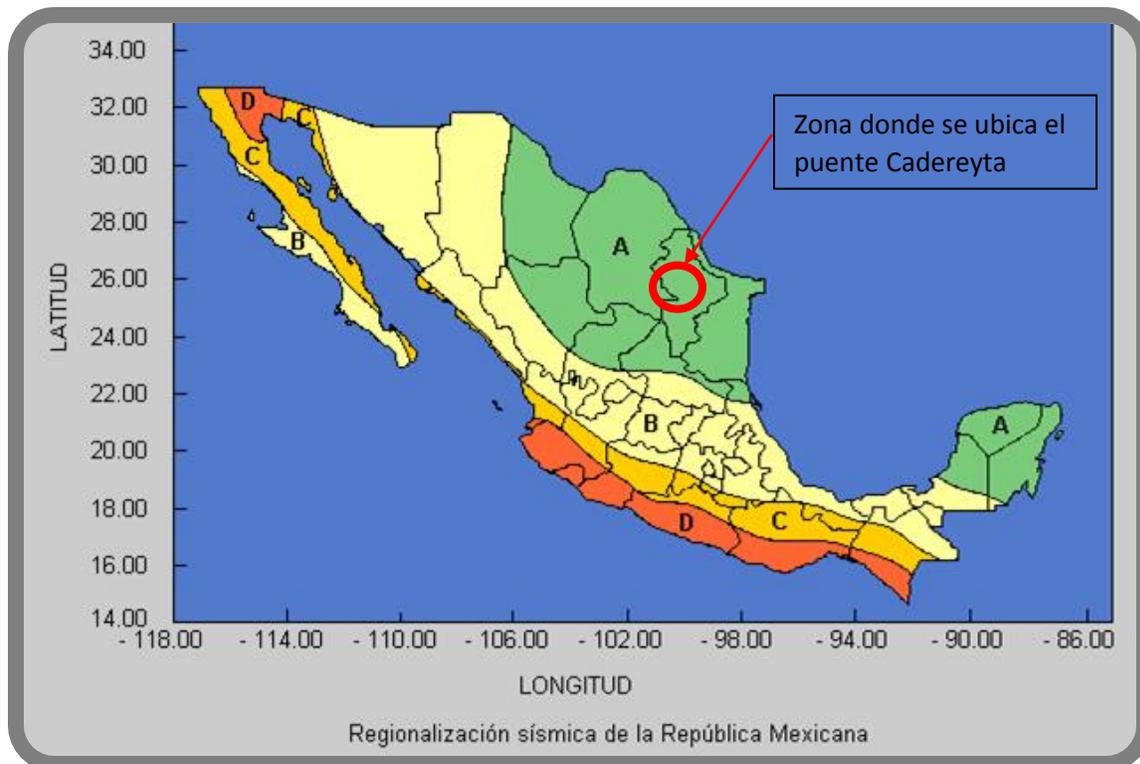


Figura 100: REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Para analizar las fuerzas, primeramente se realizó un predimensionamiento de la estructura para conocer el peso aproximado de la carga muerta. Según la estructuración se seleccionará un factor de comportamiento sísmico (Q).

Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura cuando la primera se apoya libremente en:

Dispositivos elastoméricos tipo neopreno integral _____ Q = 4

Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles _____ Q = 4

La fuerza sísmica en la estructura se valúa suponiendo que una fuerza horizontal actúa sobre el punto donde está concentrada la masa. Así la fuerza cortante sísmica de diseño generalizada está dada por la siguiente expresión.

$$F = (f) (c) \left(\frac{w}{Q} \right) \quad \text{Ec: 5.0}$$

Donde:

f = factor de importancia = 1.5

c = Coeficiente Sísmico = 0.24

w = Peso de la estructura

Q = Factor de comportamiento sísmico

Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, se tomará en cuenta el tipo de apoyo (móvil o fijo). La fuerza será de acuerdo al peso tributario. En este caso se trata de apoyos móviles a base de dispositivos de apoyo de neopreno integral por lo cual es pertinente señalar que estrictamente hablando cuando se analiza el sismo, la energía que debería ser transmitida a la subestructura es absorbida por los dispositivos de apoyo de neopreno integral, sin embargo; a modo de dar factor de seguridad en el análisis sísmico se tomarán las fuerzas generadas en ambos sentidos.

Sismo sobre la Superestructura:

El sismo en la superestructura actuará en ambos sentidos y la fuerza se transmitirá en los dispositivos de apoyo de neopreno integral. Cuando la fuerza actúe en un sentido, se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$\text{RCM} = 427 \text{ ton}$$

$$F \text{ sup} = (1.5)(0.24)\left(\frac{427}{4}\right) = 38.43 \text{ ton (aplicada en los dispositivos de apoyo del cabezal)}$$

Sismo sobre la subestructura:

El sismo en la subestructura toma en cuenta solamente el peso de la subestructura sin los pilotes. De la misma forma que el sismo en la superestructura, cuando se aplique la fuerza en un sentido se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$P = 27.6 \text{ ton}$$

$$F \text{ cabezal} = (1.5)(0.24)\left(\frac{27.6}{4}\right) = 2.48 \text{ ton (aplicada en la unión cabezal – columna)}$$

Sismo en pilotes:

El sismo en los pilotes toma en cuenta solamente el peso de los pilotes hasta el nivel de empotramiento teórico, debido a que por debajo de este nivel se considera que los pilotes están confinados con el terreno y por tanto no se considerará sismo en esa sección de pilote. De la misma forma que el sismo en la superestructura, cuando se aplique la fuerza en un sentido se aplicará el 100% de esta fuerza y un 30% de la fuerza en el otro sentido, lo que se alternará al momento de aplicar la fuerza en el otro sentido.

$$W = \left[\frac{\pi(1.2^2)}{4} \right] (7.8)(2.4) = 21.17 \text{ ton}$$

$$F \text{ pilotes} = (1.5)(0.24)\left(\frac{21.17}{4}\right) = 1.9 \text{ ton; aplicada a } \left(\frac{7.8}{2}\right) = 3.9 \text{ m.}$$

ANÁLISIS DEL CABALLETE

Hasta este punto del análisis estructural de los caballetes de las pilas intermedias, se cuenta con la geometría de las secciones estructurales de superestructura y subestructura, además con todas las cargas externas que actuarán en la subestructura como son: sismo y carga viva, así como las cargas propias de la estructura, como la carga por peso propio, por lo que a continuación se procedió a cargar el modelo de los caballetes de pilas intermedias en el programa de análisis y diseño estructural SAP2000 V.14, para poder obtener los elementos mecánicos que actuarán en la estructura cuando se someta a las diferentes cargas y combinaciones de cargas y con estos poder revisar las secciones propuestas.

Combinación de Cargas

Para el diseño de un puente deben tomarse en cuenta un gran número de fuerzas actuantes en la estructura y consideraciones a la hora de analizar el puente debido a que las condiciones de la zona en donde se va a construir el puente pueden variar mucho, es decir; en una zona sísmica será necesario diseñar por sismo la estructura debido a que esta es la fuerza más representativa, por su parte, en una zona costera será necesario incluir en el análisis un análisis por viento en la estructura, debido a esto dentro de las normas AASHTO se enumera una serie de grupos de combinaciones de cargas que contemplan diferentes fuerzas que pueden actuar en la estructura dependiendo de la región y los requerimientos necesarios de la estructura.

Los grupos siguientes representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de una estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que pueden aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de esfuerzos unitarios básicos indicados para los diversos grupos.

Tabla 8: COMBINACIONES DE CARGA POR GRUPOS

Grupo	Cargas	Porcentaje de Esfuerzos Unitarios
Grupo I	CM + CV + I ET + S + PC	100%
Grupo II	CM + ET + S + PC + VE	125%
Grupo III	Grupo I + FL + F + 30% VE + VCV + FC	125%
Grupo IV	Grupo I + A + C + T	125%
Grupo V	Grupo II + A + C + T	140%
Grupo VI	Grupo III + A + C + T	140%
Grupo VII	CM + ET + S + PC + TT	133%
Grupo VIII	Grupo I + PH	140%
Grupo IX	Grupo II + PH	150%

Donde:

CM = Carga Muerta	CV = Carga Viva	I = Impacto por Carga Viva	ET = Empuje de Tierras
S = Subpresión	VE = Viento en la Estructura	VCV = Presión del Viento Sobre la Carga Viva (149 kg/m)	FL = Fuerza Longitudinal por Carga Viva
FC = Fuerza Centrifuga	F = Fuerza Longitudinal Debida a la Fricción o Resistencia a la Fuerza Cortante	A = Acortamiento por Compresión	C = Contracción
T = Temperatura	TT = Sismo	PC = Presión de la Corriente	PH = Presión de Hielo

En este caso por el tamaño y peso de la estructura se considera que se trata de una estructura masiva por lo que los grupos de combinaciones de carga más representativos para estas condiciones son el Grupo I y el Grupo VII, motivo por el cual se analizarán con estas combinaciones de cargas. A continuación se muestra la manera en que se cargó el modelo de la estructura en el programa SAP2000 v.14, presentando primero las cargas actuantes en la estructura para los diferentes grupos de cargas.

Es necesario mencionar que dentro del Grupo I y Grupo VII de cargas se contempla la carga que generan los empujes del terreno sin embargo debido a que se trata de un caballete desplantado sobre el terreno estas cargas son nulas debido a que los pilotes están confinados en el terreno. Motivo por el cual dentro del análisis no se contempló las cargas por empuje de tierras.

a) GRUPO I = CM + CV

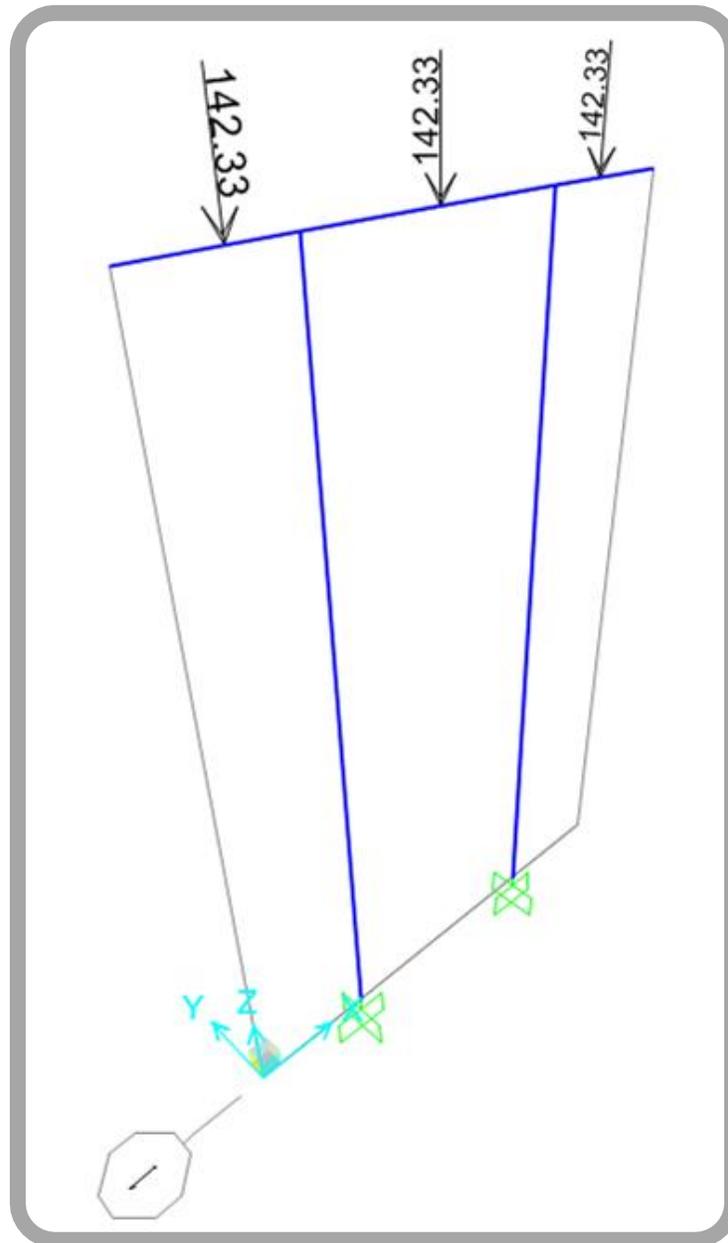


Figura 134: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 134 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son:

CM: $\frac{\text{CM debido a la superestructura}}{\text{numero de traves}} = \frac{427}{3} = 142.33 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traves sobre el cabezal.

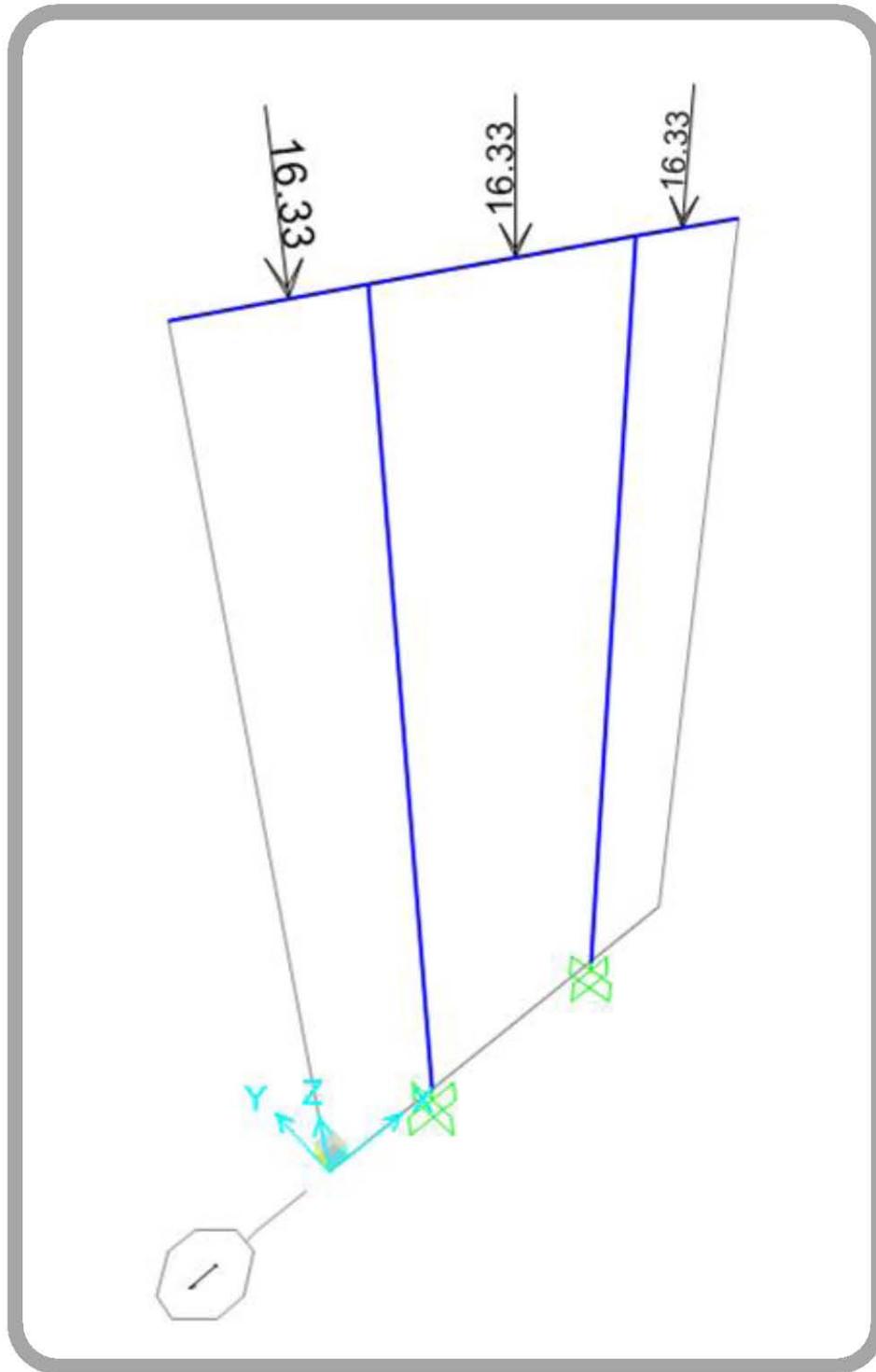


Figura 135: CARGA VIVA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 135 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga viva de la estructura, las cuales son:

$$CV: \frac{CV}{\text{numero de traves}} = \frac{49}{3} = 16.33 \text{ ton; carga puntual aplicada en ejes de traves sobre cabezal.}$$

b) GRUPO VII (LONGITUDINAL): CM + (1.0) sismo longitudinal + (0.3) sismo transversal

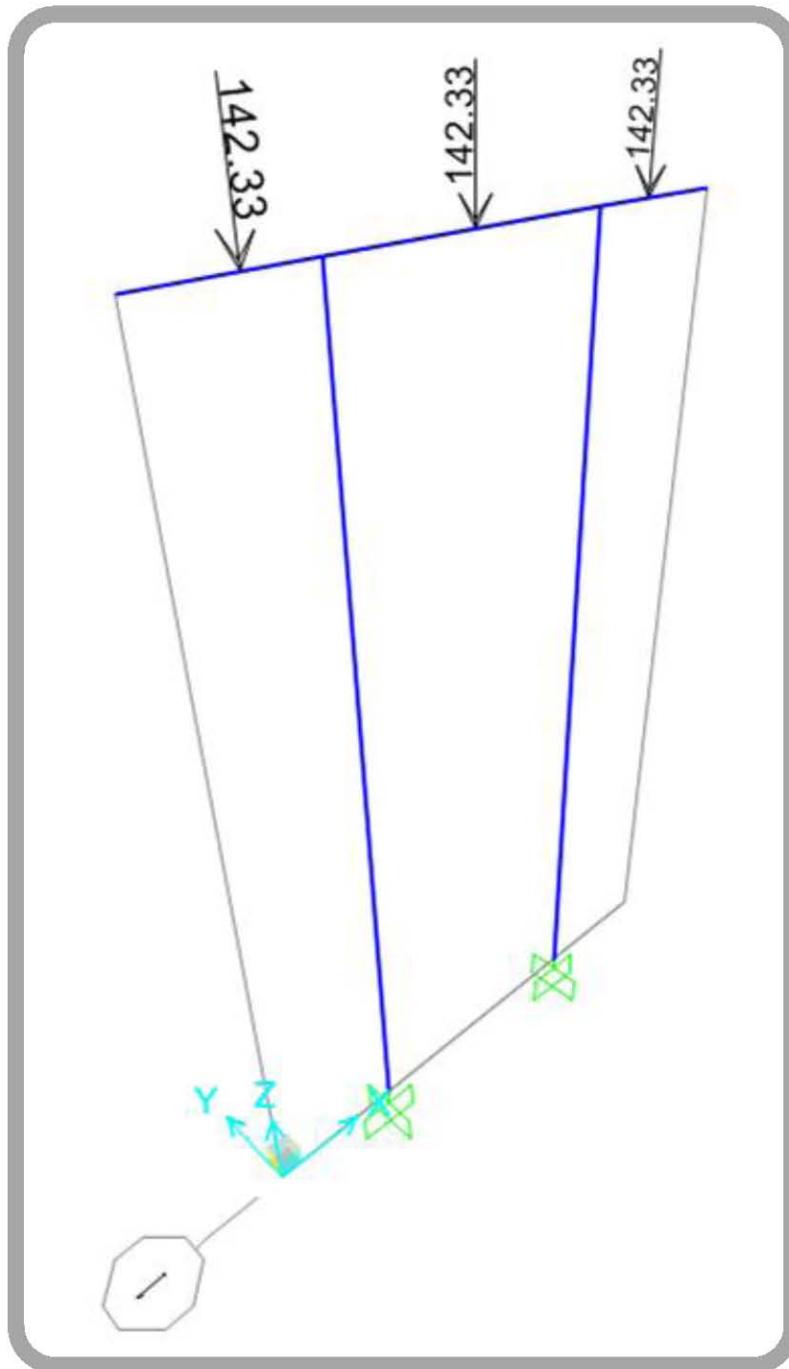


Figura 136: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 136 se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son: CM: $\frac{CM \text{ debido a la superestructura}}{\text{numero de traves}} = \frac{427}{3} = 142.33 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traves sobre el cabezal.

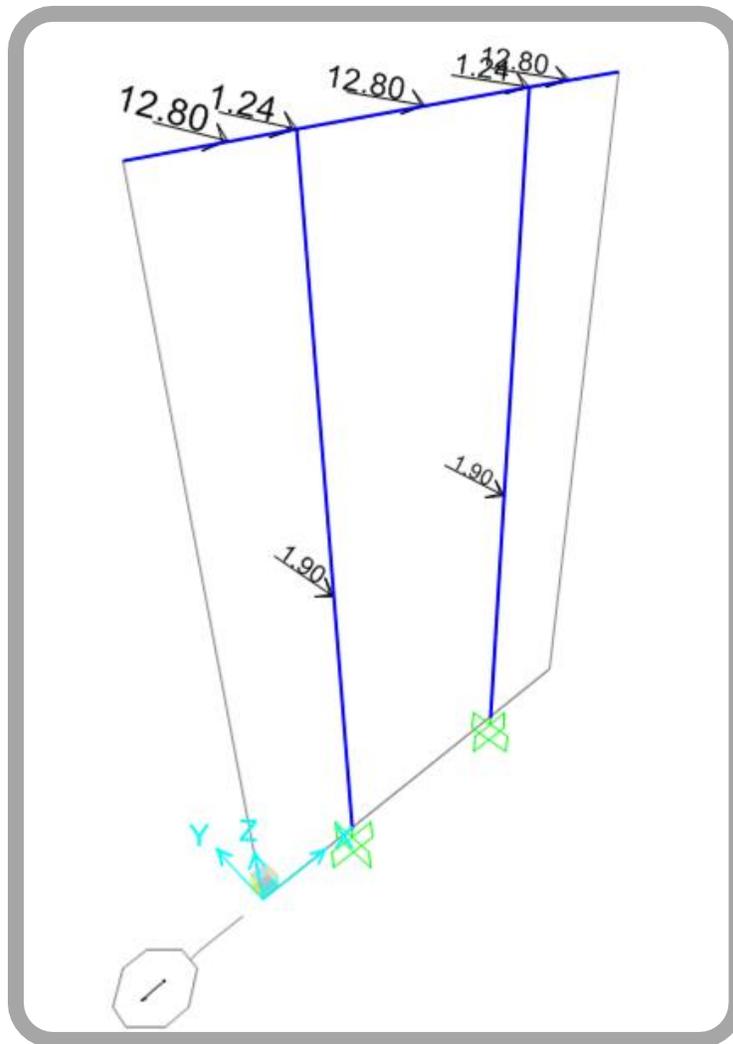


Figura 137: CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN "Y" SOBRE LA ESTRUCTURA

En la figura 137 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "Y", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = \frac{38.43}{3} = 12.8 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.
 $F_x = (12.8) (0.3) = 3.84 \text{ ton}$
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = \frac{2.48}{2} = 1.24 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
 $F_x = 1.24 * 0.3 = 0.37 \text{ ton}$
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 1.9 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 3.9 m del N.T.N.
 $F_x = (1.9*0.3) = 0.57 \text{ ton}$

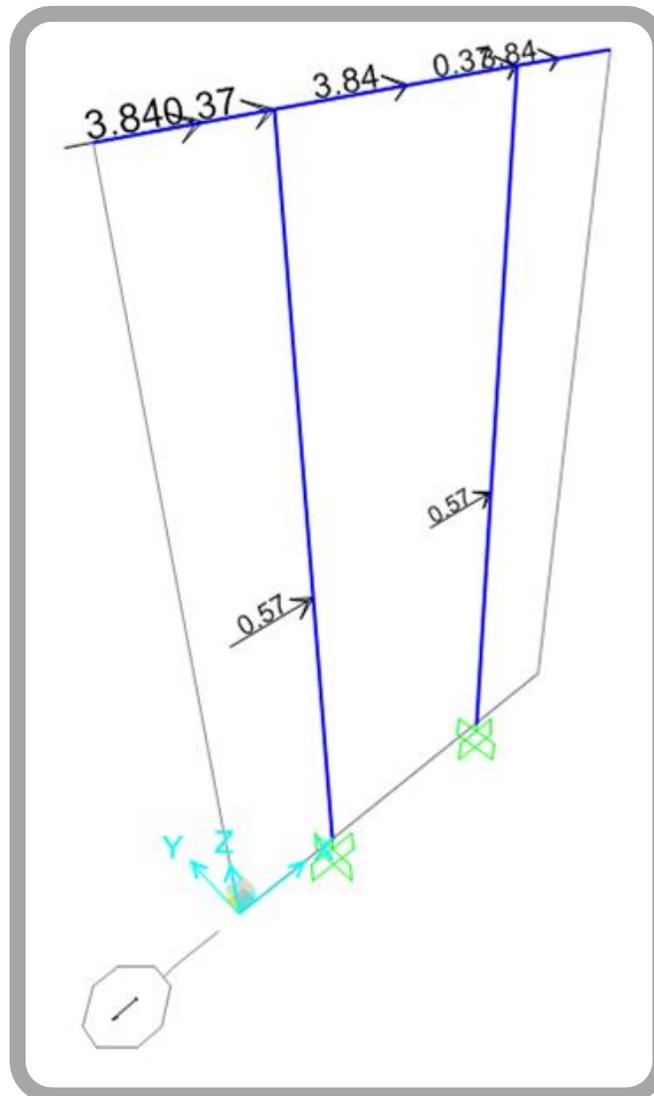


Figura 138: CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN "X" SOBRE LA ESTRUCTURA

En la figura 138 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "X", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:

$$F_y = \frac{38.43}{3} = 12.8 \text{ ton.}$$

$$F_x = (12.8) (0.3) = 3.84 \text{ ton.} \text{-----Aplicado sobre cabezal en ejes de travesa}$$

- Sismo sobre cabezal:

$$F_y = \frac{2.48}{2} = 1.24 \text{ ton}$$

$$F_x = 1.24 * 0.3 = 0.37 \text{ ton-----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.}$$

- Sismo sobre pilote:

$$F_y = 1.9 \text{ ton}$$

$$F_x = (1.9 * 0.3) = 0.57 \text{ ton-----Aplicado en columnas a 3.9 m del N.T.N.}$$

c) GRUPO VII (TRANSVERSAL): CM + (0.3) sismo longitudinal + (1.0) sismo transversal

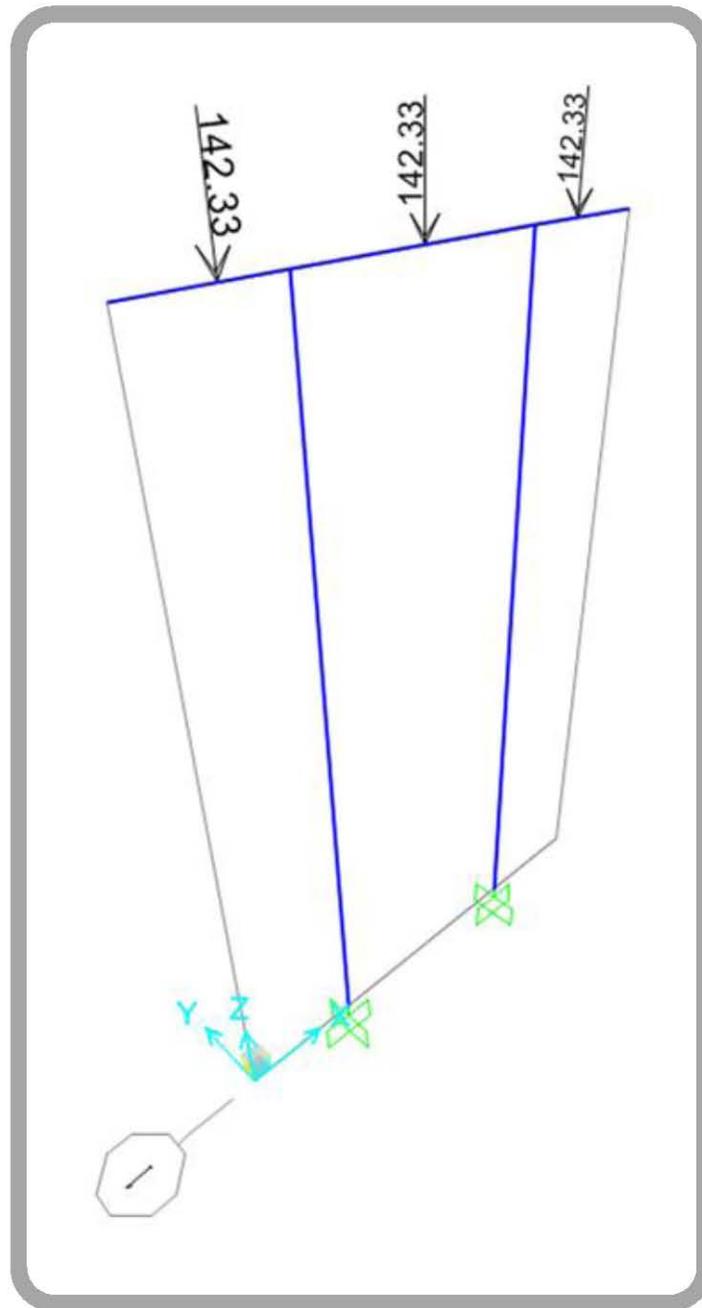


Figura 139: CARGA MUERTA EN LA ESTRUCTURA

En esta imagen se muestran las fuerzas actuantes en el modelo causadas por la carga muerta de la estructura, las cuales son:

CM: $\frac{CM \text{ debido a la superestructura}}{\text{numero de traves}} = \frac{427}{3} = 142.33 \text{ ton}$; Carga puntual aplicada en ejes de traves sobre el cabezal.

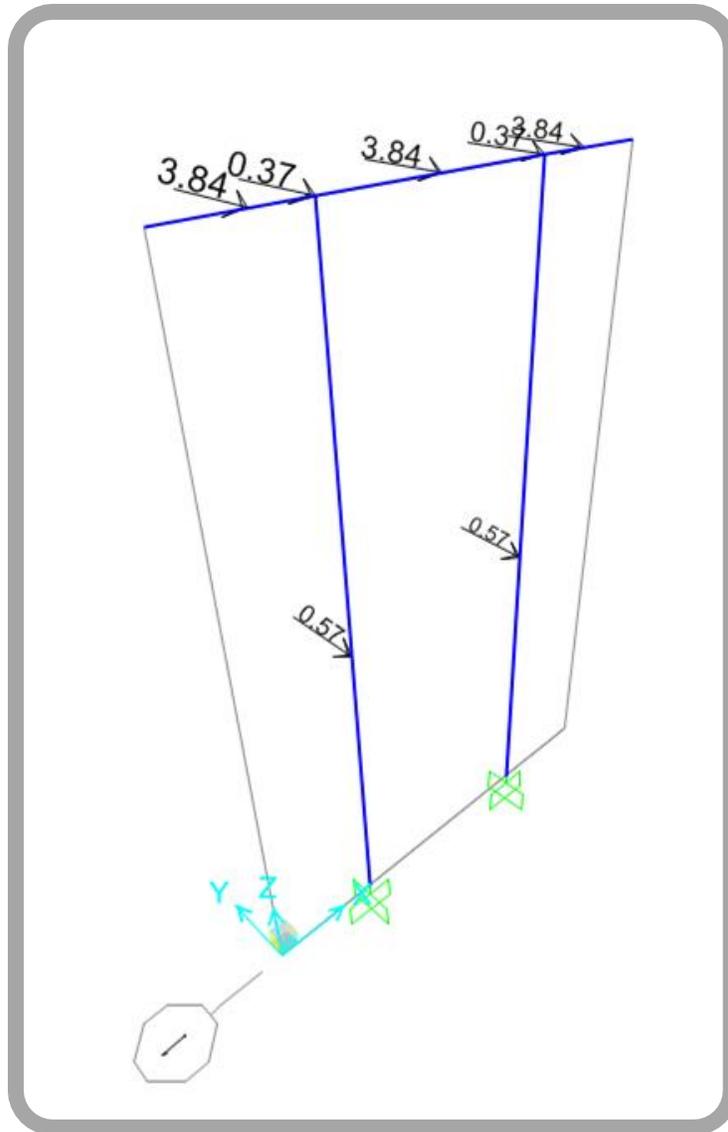


Figura 140: CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN "Y" SOBRE LA ESTRUCTURA

En la figura 140 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "Y", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = 3.84 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de traves.
 $F_x = 12.8 \text{ ton}$
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = 0.37 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
 $F_x = 1.24 \text{ ton}$
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 0.57 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 3.9 m del N.T.N.
 $F_x = 1.9 \text{ ton}$

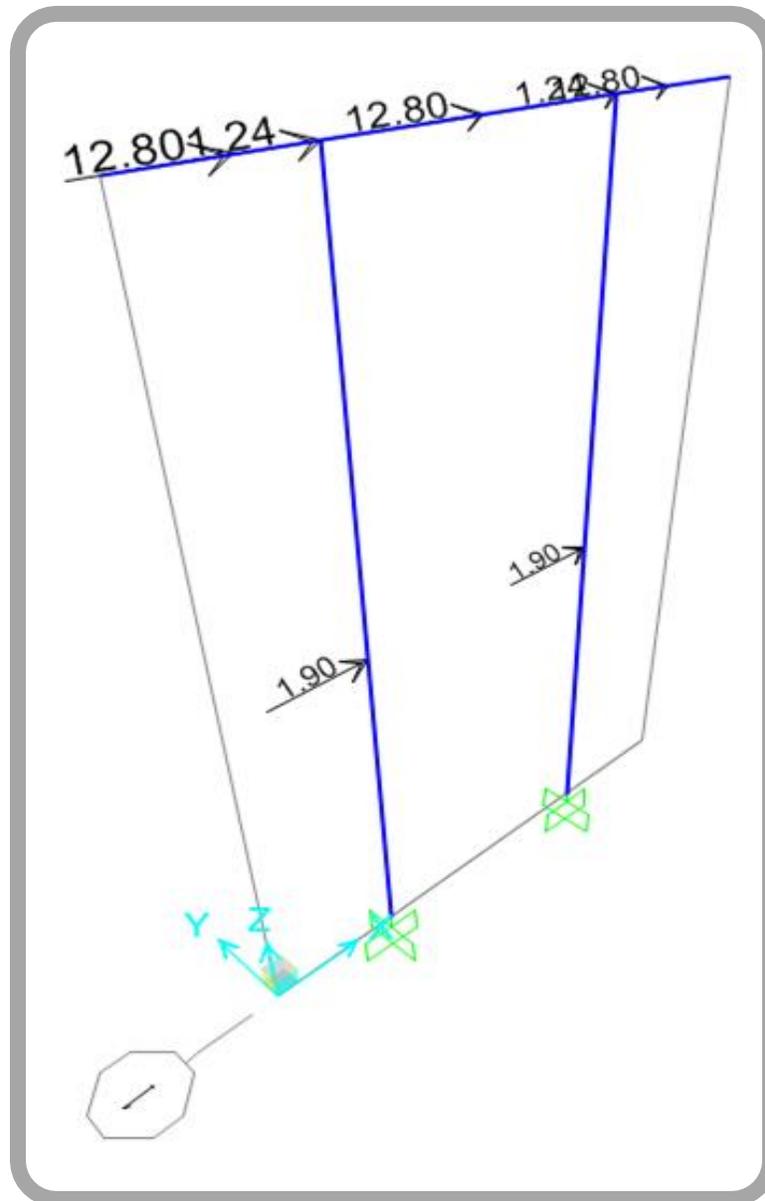


Figura 141: CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN "X" SOBRE LA ESTRUCTURA

En la figura 141 se observan las cargas debidas al sismo en la dirección "x", las cuales son:

- Sismo sobre la superestructura:
 $F_y = 3.84 \text{ ton}$
 $F_x = 12.8 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en ejes de trabes.
- Sismo sobre cabezal:
 $F_y = 0.37 \text{ ton}$
 $F_x = 1.24 \text{ ton}$ -----Aplicado sobre cabezal en unión cabezal-columna.
- Sismo sobre pilote:
 $F_y = 0.57 \text{ ton}$
 $F_x = 1.9 \text{ ton}$ -----Aplicado en columnas a 3.9 m del N.T.N.

Diseño de Elementos Estructurales que Conforman los Caballetes de Pilas Intermedias

En la sección anterior se mostró la forma en que se cargó el modelo de los caballetes de pilas intermedias en el programa SAP2000 V.14 en donde además de cargar las fuerzas que actúan en la estructura estas últimas también fueron vinculadas a tres grupos de cargas con los que se analizará la estructura para así obtener los elementos mecánicos más representativos que se presentan en la estructura, con los que se revisarán las secciones y los refuerzos propuestos.

De acuerdo al análisis efectuado para los grupos de carga antes mencionados, los elementos mecánicos obtenidos en el cabezal son los siguientes:

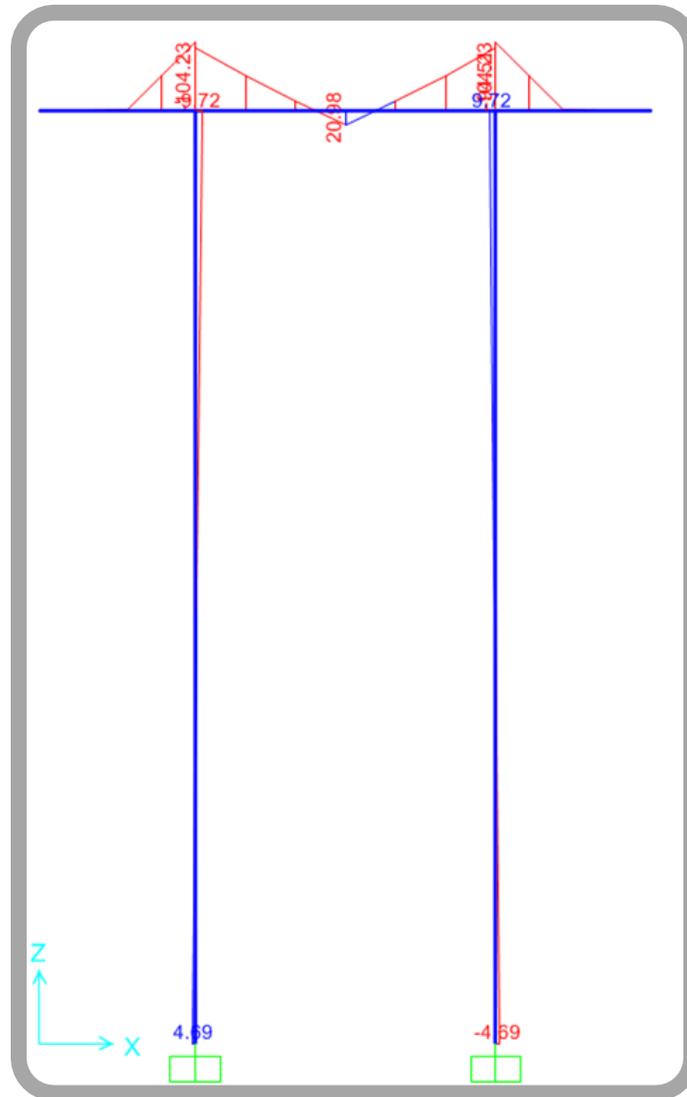


Figura 142: Momento en el Cabezal con el Grupo 1.

GRUPO I :	M = 104.22 t-m
-----------	----------------

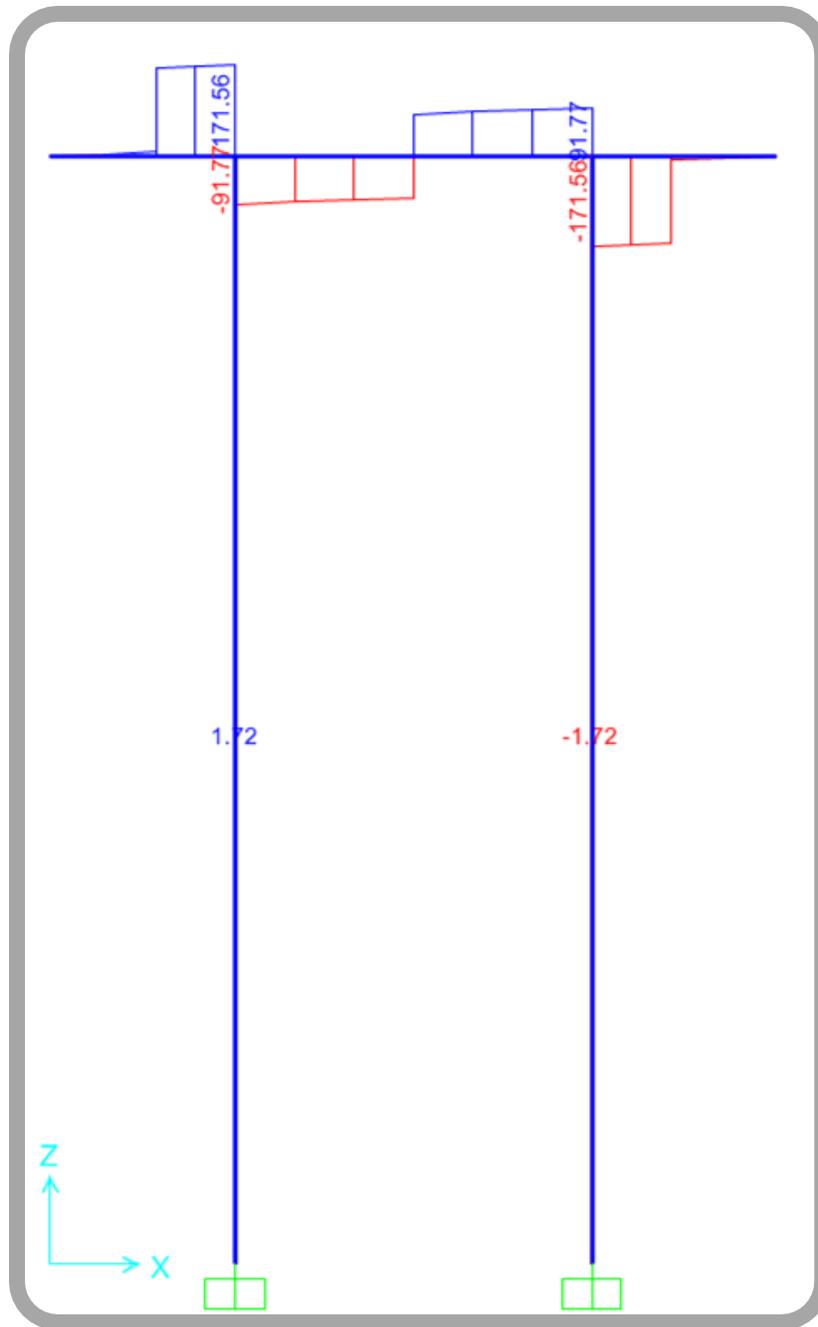


Figura 143: Cortante en el Cabezal con el Grupo 1.

GRUPO I :	V = 171.56 ton
-----------	----------------

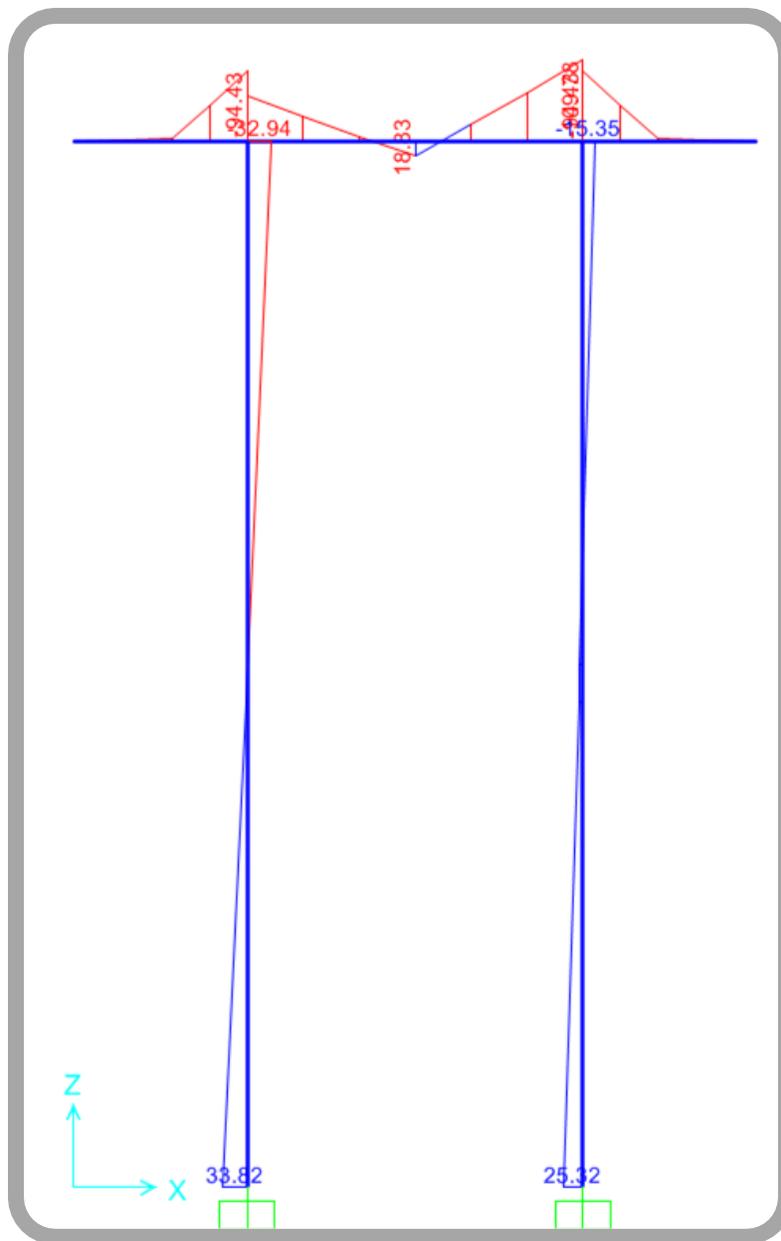


Figura 144: Momento en el cabezal con el Grupo 7 sismo longitudinal.

GRUPO VII _L : M = 109.78 t-m

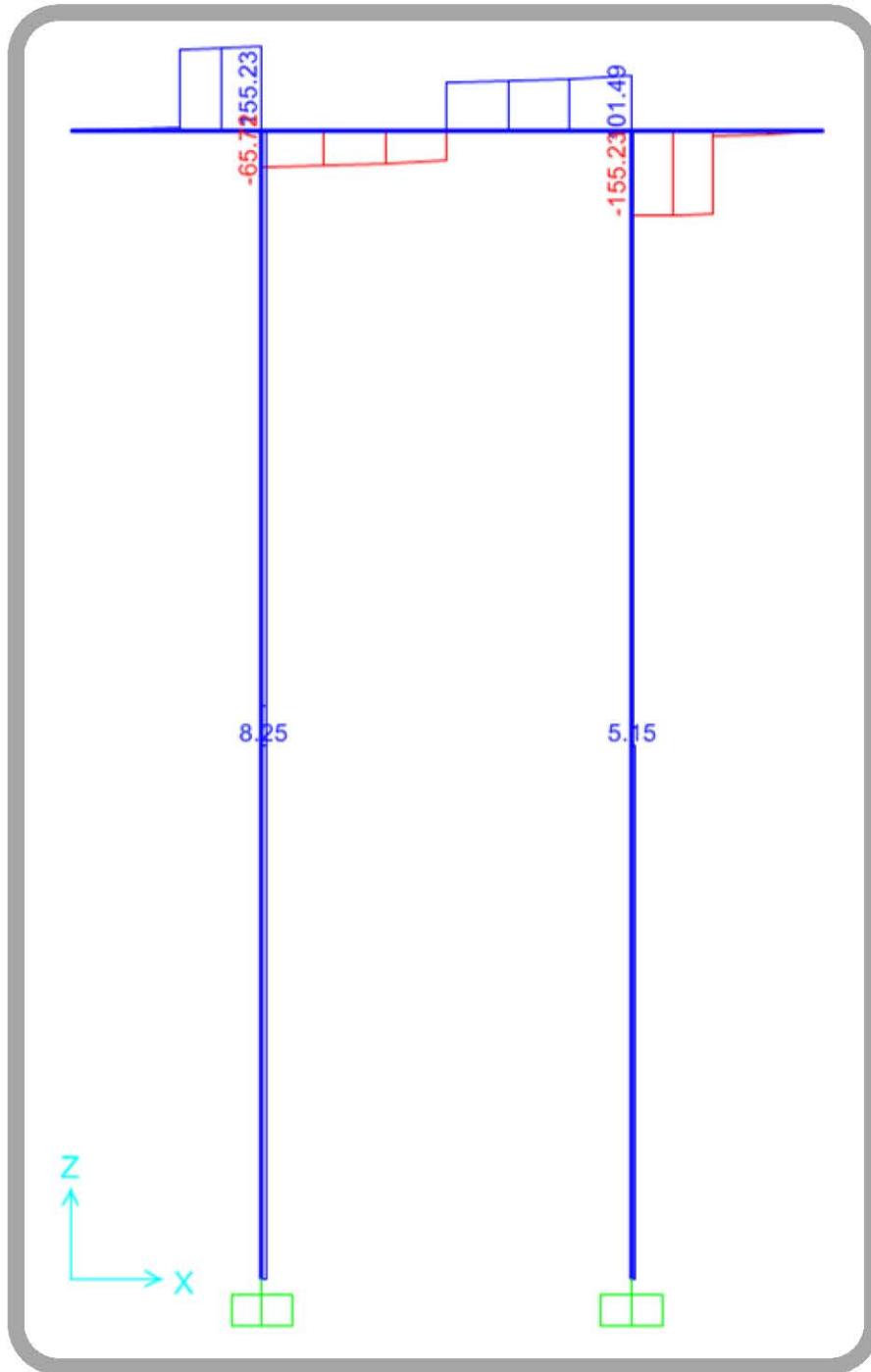


Figura 145: Cortante en el Cabezal con el Grupo 7 sismo Longitudinal.

GRUPO VII L:	V = 155.23 ton
--------------	----------------

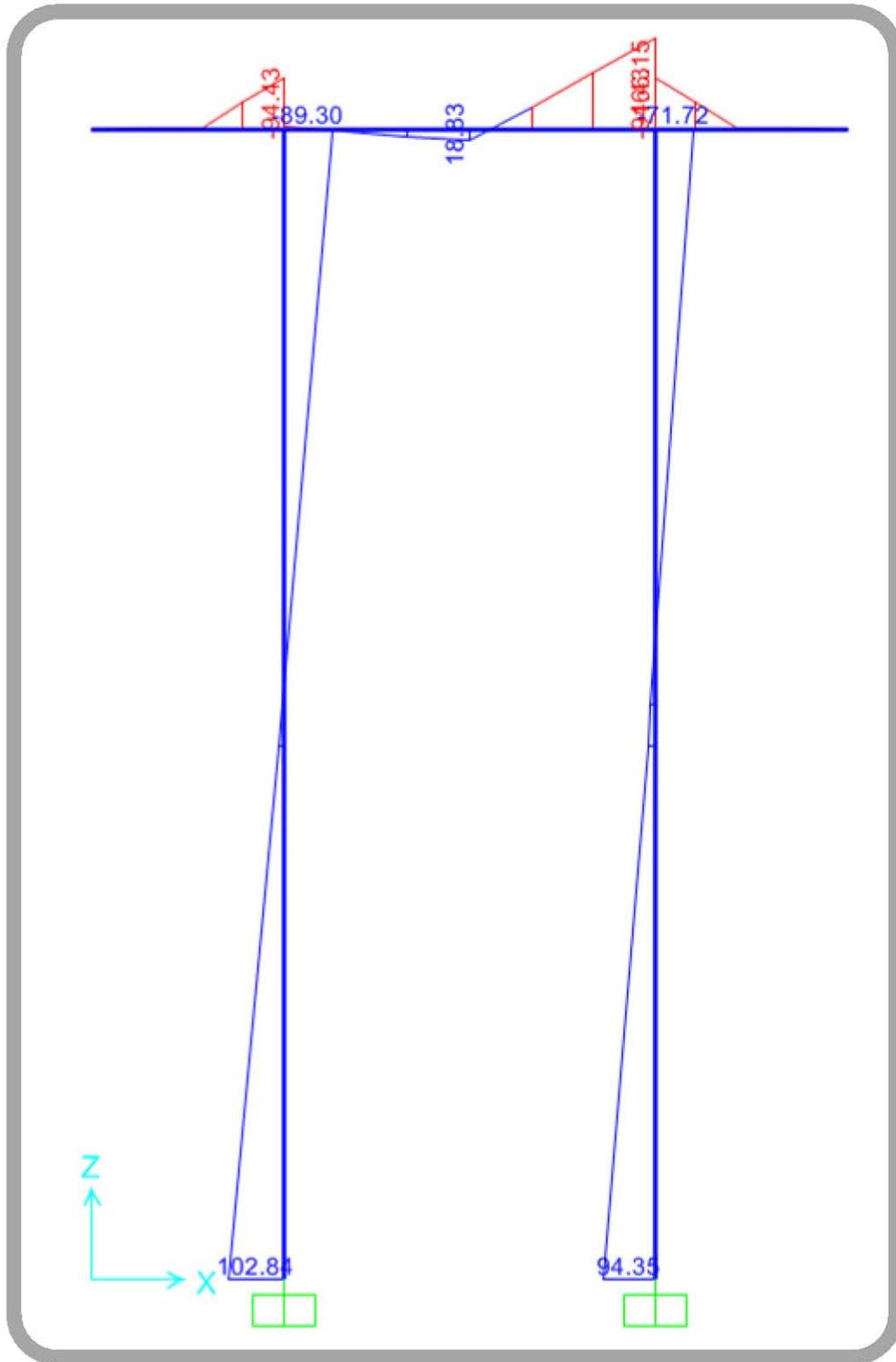


Figura 146: Momento en el Cabezal con el Grupo 7 sismo Transversal.

GRUPO VII _T : M = 166.15 t-m

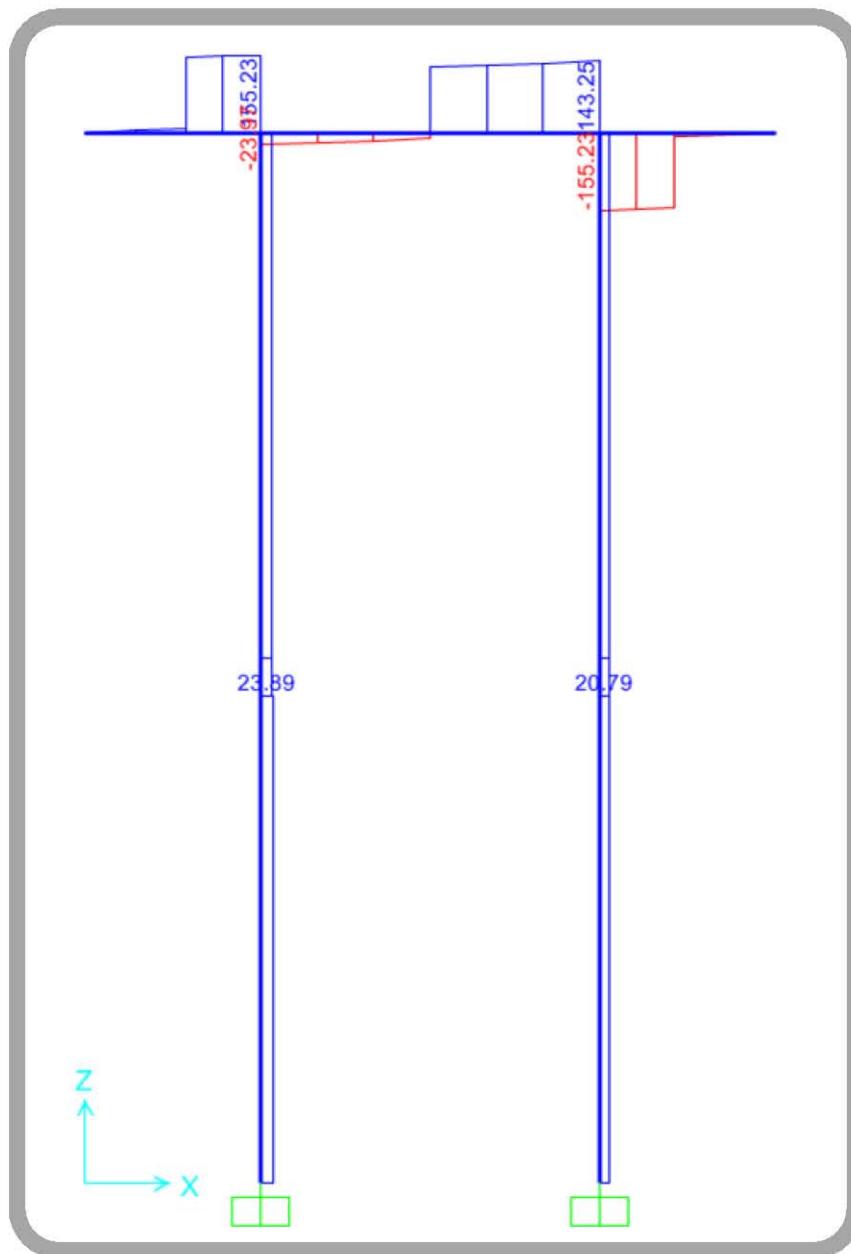


Figura 147: Cortante en el Cabezal con Grupo 7 sismo Transversal.

GRUPO VII _T : V = 155.23 ton

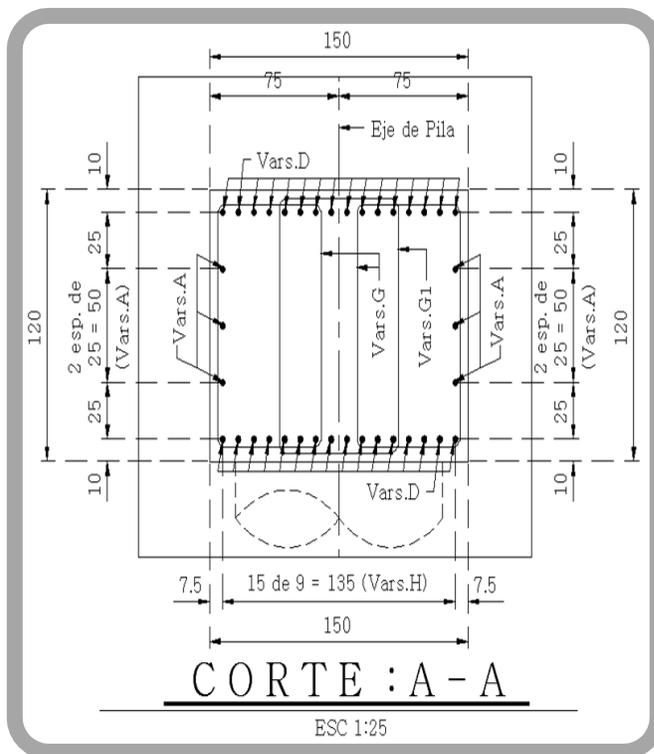
Resumen:

GRUPO I :	M = 104.22 t-m	V = 171.56 ton
GRUPO VII L:	M = 109.78 t-m	V = 155.23 ton
GRUPO VII T:	M = 166.15 t-m	V = 155.23 ton

Tabla 11: ELEMENTOS MECÁNICOS CON EL GRUPO VII T

Una vez obtenidos los elementos mecánicos más representativos, en este tipo de estructura, para poder revisar las secciones y los refuerzos de acero se escogerá el grupo más desfavorable y con este se revisará. En este caso el grupo más desfavorable es el que contiene el momento que rige para el diseño el cual es el del GRUPO VII T.

Revisión del Cabezal



La sección del cabezal por requerimiento geométrico es la que se muestra en la figura 148.

Revisión por flexión

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/c}$$

$$f_s = (0.5) (4200) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = (0.4) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 166.15 \text{ t-m}$$

$$n = \frac{E_s}{(14000)(f'_c)^{\frac{1}{2}}} = \frac{2100000}{14000(250)^{\frac{1}{2}}} = 9.5$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{f_s}{(n s) f_c}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2100}{(9.5 \cdot 100)}\right)} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$K = \frac{f_c}{2} (j)(k) = \frac{100}{2} (0.896)(0.311) = 13.93$$

$$d = \left(\frac{M}{k b}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{166.15 \cdot 10^5}{13.93 \cdot 110}\right)^{\frac{1}{2}} = 104.13$$

Figura 148: VISTA DE REFUERZO DEL CABEZAL

De propuesta se tiene 110 cm de peralte en el cabezal, lo que comparado con los 104.13 cm necesarios para poder soportar este momento, son mayores.

Por lo tanto: 104.13 cm < 110 cm ¡Por lo tanto cumple!

Revisión del área de acero

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, es decir, la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de cien veces su resistencia a la tensión. De ahí que los dos materiales se empleen en combinación si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión.

En el cabezal de los caballetes es precisamente de esta manera que se espera que actúen estos dos materiales, motivo por el cual es necesario revisar el área de acero necesaria para poder soportar el momento máximo obtenido relacionado con el grupo más desfavorables encontrado que en este caso fue el GRUPO VII T.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{166.15 \cdot 10^5}{(2100)(0.896)(110)} = 80.27 \text{ cm}^2 \text{-----¡Por ser mayor esta Rige!}$$

Revisión de área de acero mínimo

El acero de refuerzo es colocado dependiendo de la geometría de la sección puesto que este debe ser acorde a las dimensiones de la misma. El acero de refuerzo además de que contribuye a resistir los esfuerzos por cortante transmitidos por la superestructura a la subestructura, ayuda a que el concreto en las caras exteriores no se agriete, los anteriores son motivos para tener que calcular el acero mínimo de la sección el cual depende principalmente de la geometría de la sección y se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = \left(\frac{14}{f_y}\right) b d = \left(\frac{14}{4200}\right) (150)(110) = 55 \text{ cm}^2$$

Se observa que el área de acero calculada es mayor que el área de acero mínimo, por lo que tomaremos esta área como la que rige y diseñaremos con ésta.

Se armará con varillas del # 8 que tienen un diámetro de 5.07 cm² por lo tanto:

$$\text{No. de varillas \# 8} = \frac{80.27}{5.07} = 15.83 \text{ varillas.}$$

Por lo que se reforzara el cabezal con 16 varillas del No.8.

Revisión por cortante

El peso y las acciones que ocurren en la superestructura transmiten esfuerzos de cortante a la subestructura y al momento del análisis, el cortante asociado al grupo más desfavorable encontrado es: **V = 155.23 ton.**

Por lo que el esfuerzo cortante que debe resistir el cabezal queda de la siguiente manera:

$$V = \frac{v}{bd} = \frac{155230}{(150)(110)} = 9.40 \text{ kg/cm}^2$$

A manera de dar factor de seguridad al cabezal este esfuerzo cortante se resistirá teóricamente con los estribos, sin considerar la contribución del concreto.

Para el diseño de los estribos colocaremos estribos de 6R (6 ramas) del No 5c:

$$V = \frac{Avfsjd}{s} \rightarrow S = \frac{Avfsjd}{v} = \frac{(6)(1.98)(2100)(0.896)(110)}{155230} = 15.84 \text{ cm.}$$

Debido a la configuración del armado se colocarán los estribos con 16 cm de separación.

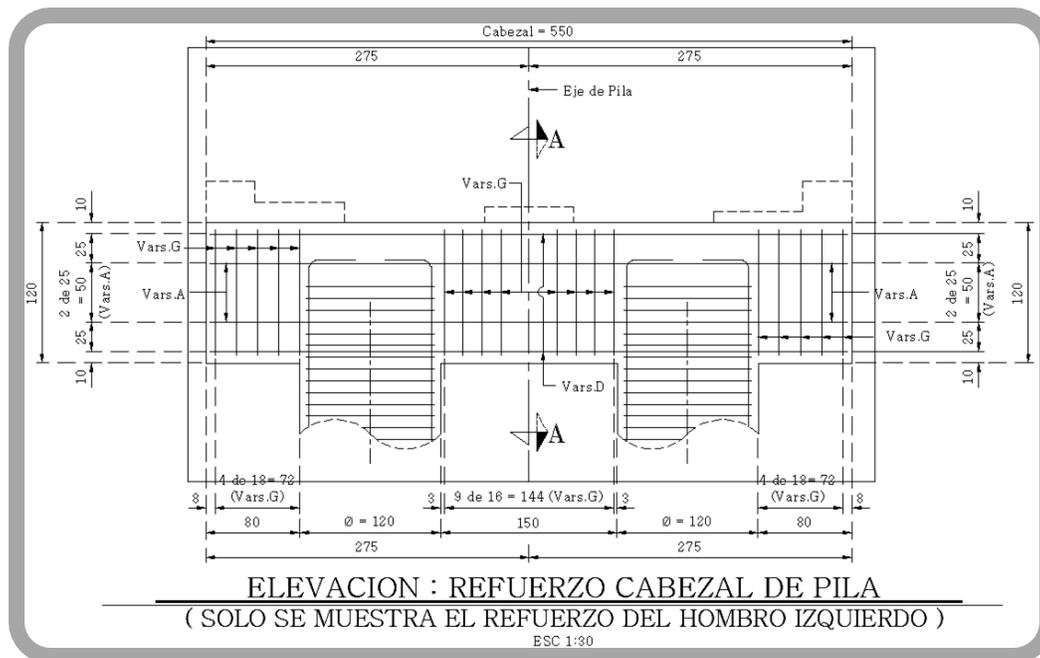


Figura 149: VISTA EN ELEVACIÓN DEL REFUERZO DEL CABEZAL DE LA PILA TIPO

Revisión de las Columnas

La revisión del cabezal del caballete se realizó corriendo el modelo en el programa SAP2000 V. 14 con las combinaciones de cargas antes mostradas, sin embargo, el diseño de las columnas será realizado por el método plástico para lo cual se tendrán que factorizar las cargas de la siguiente forma:

$$\text{GRUPO I} = (\text{CM} + \text{CV} + \text{ET}) \quad (1.3)$$

$$\text{GRUPO VII} = (\text{CM} + \text{ET} + \text{SISMO}) \quad (1.3)$$

Después de haber factorizado las cargas los elementos mecánicos obtenidos son los siguientes:

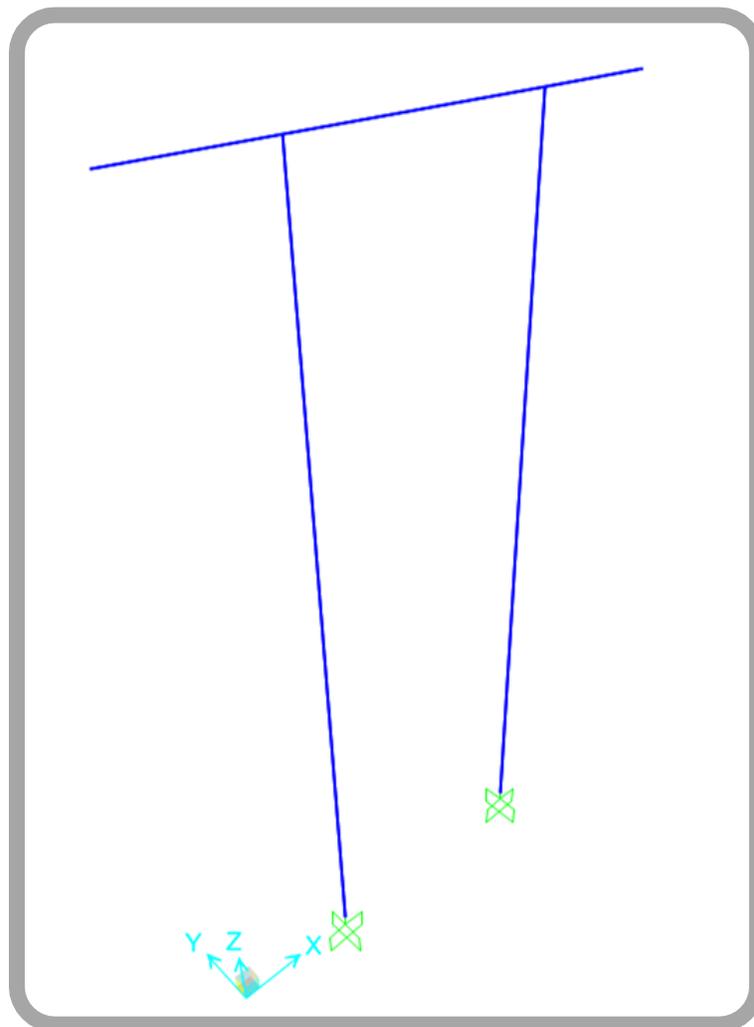


Figura 150: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo I

GRUPO I
My=0 t-m
Mx=13.42 t-m
P=422.68 ton

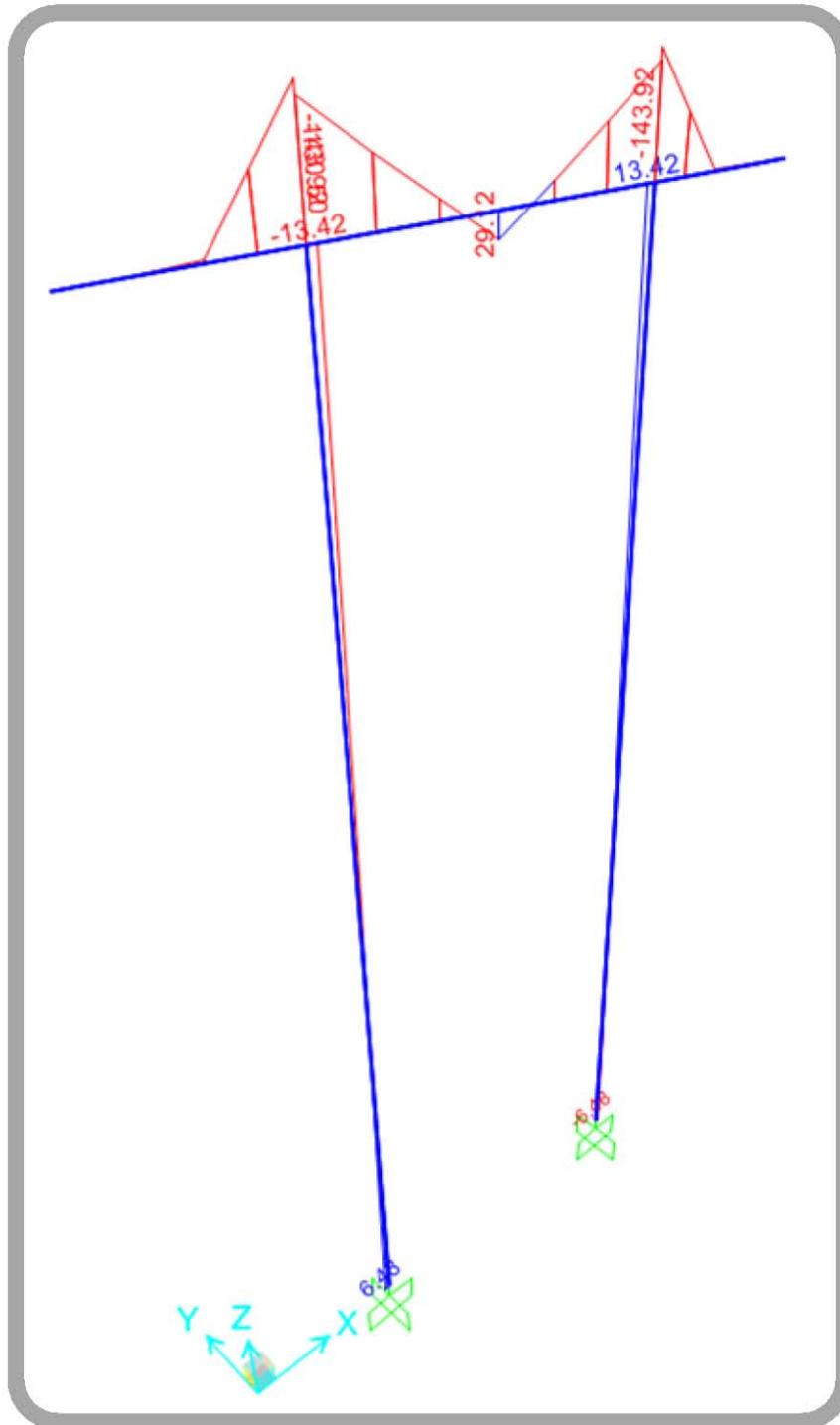


Figura 151: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo I

GRUPO I
My=0 t-m
Mx=13.42 t-m
P=422.68 ton

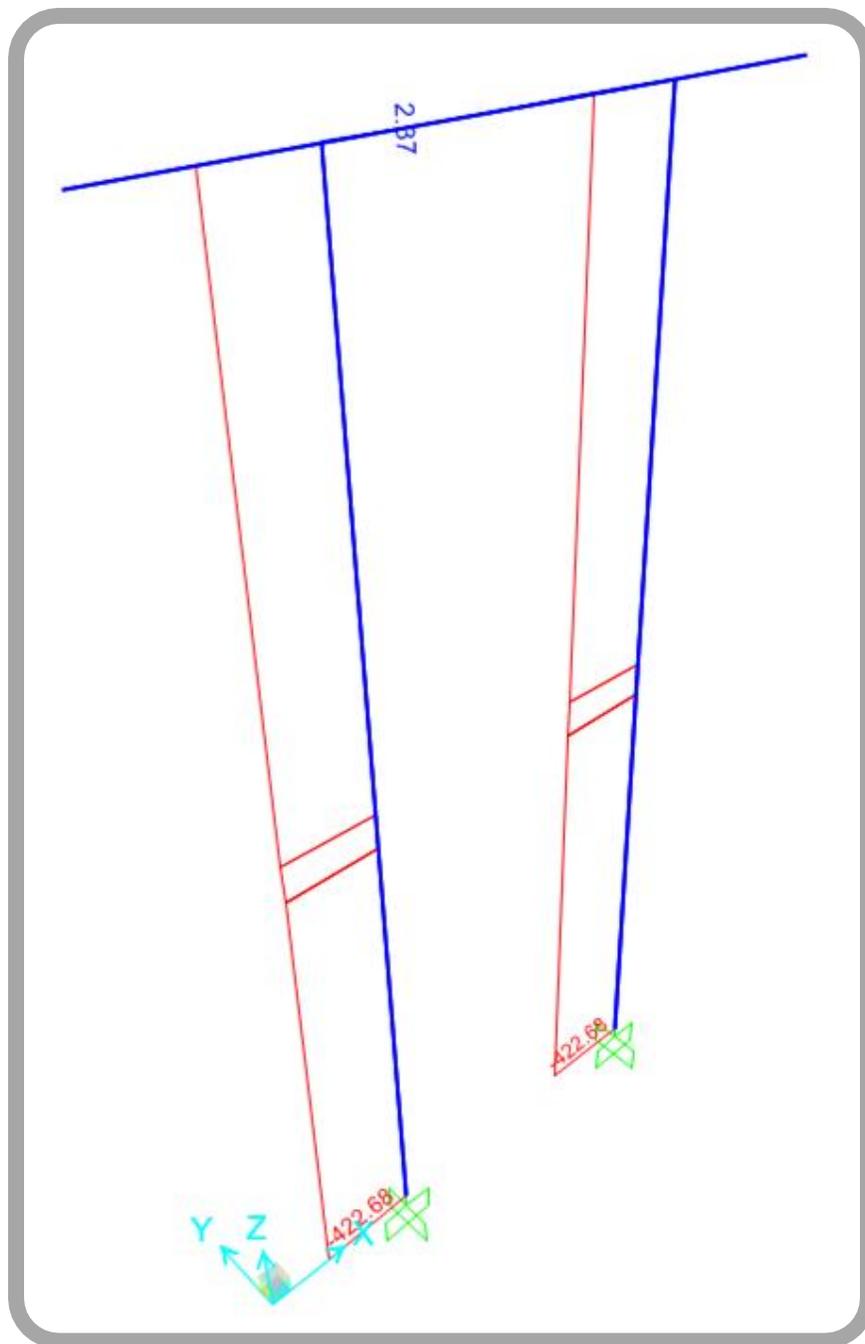


Figura 152: Axial en columnas en con el Grupo I

GRUPO I
My=0 t-m
Mx=13.42 t-m
P=422.68 ton

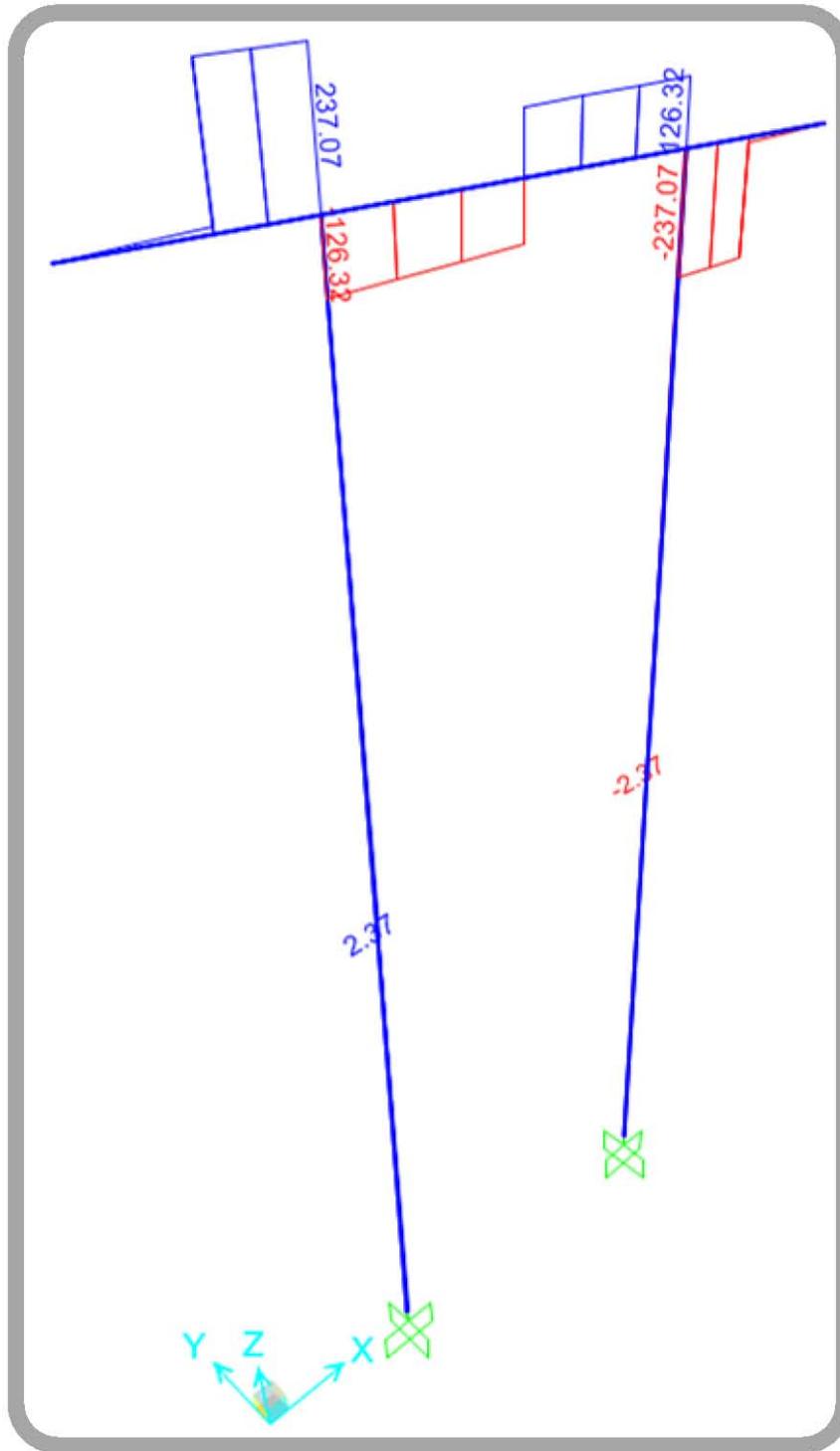


Figura 153: Cortante máximo en columnas con el Grupo I

GRUPO I
V = 2.37 ton

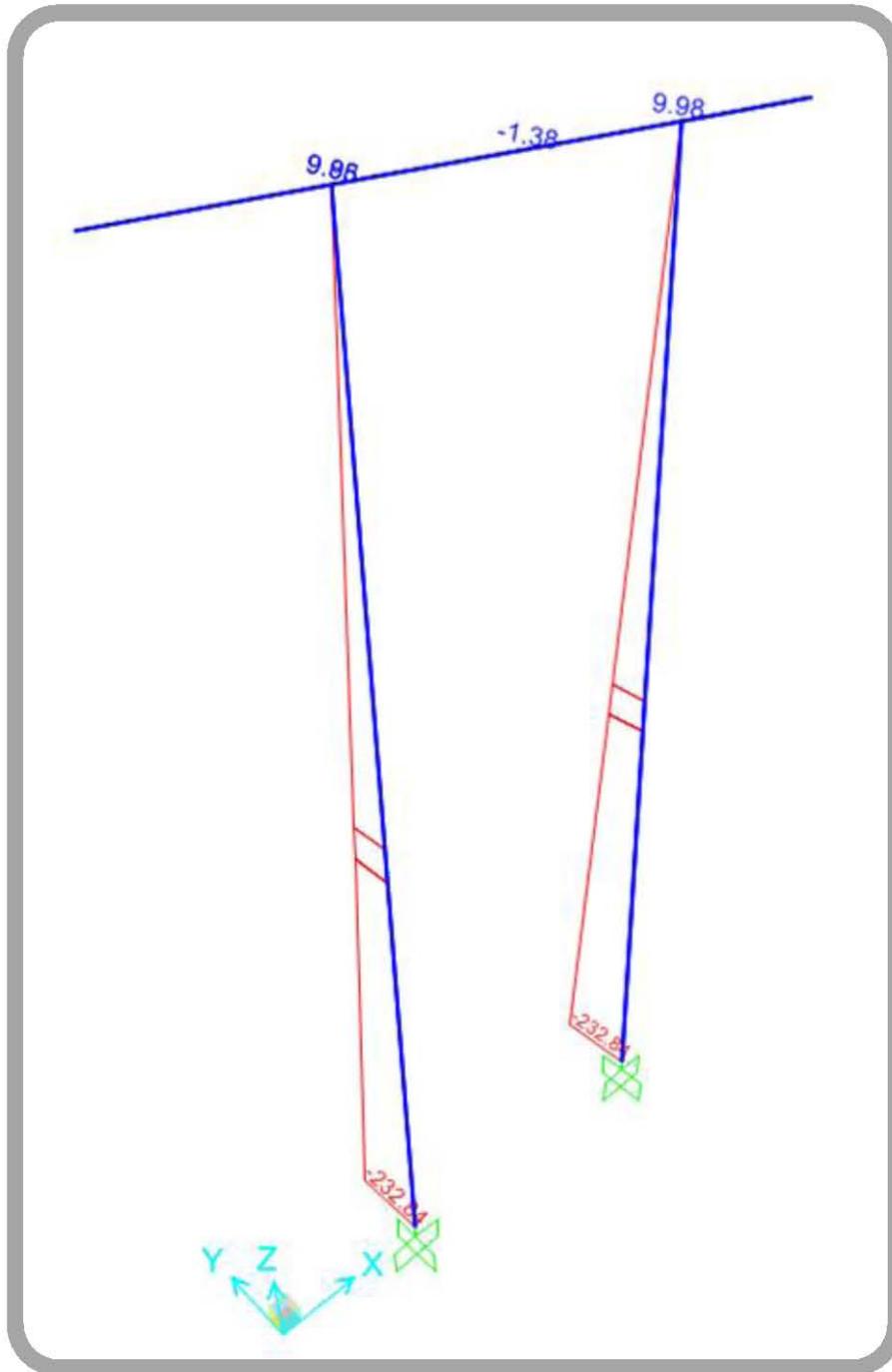


Figura 154: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo VII.

GRUPO VII _L
My=232.83 t-m
Mx=43.96 t-m
P=393 ton

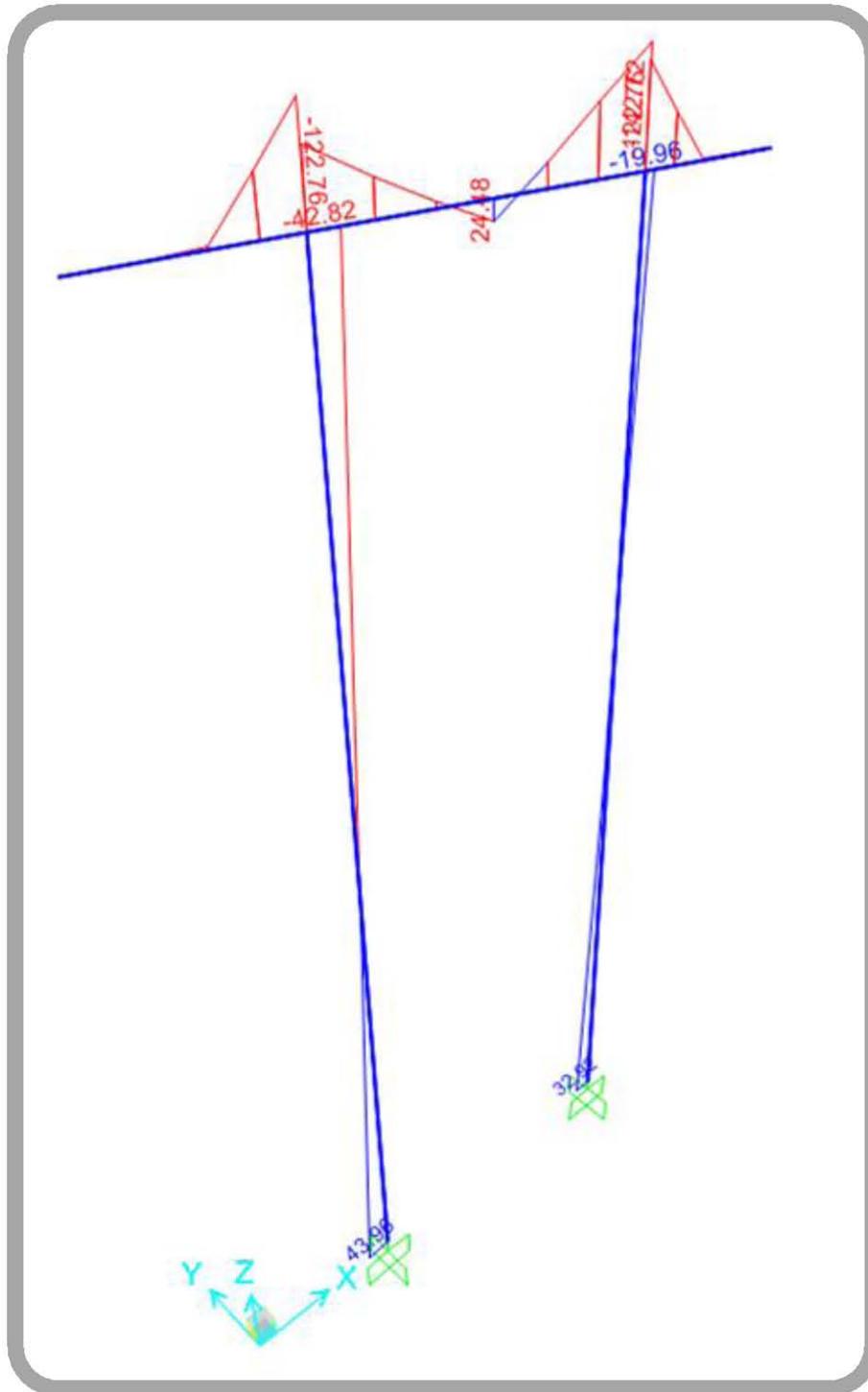


Figura 155: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo VIII.

GRUPO VII _L
My= 232.83 t-m
Mx= 43.96 t-m
P=393 ton

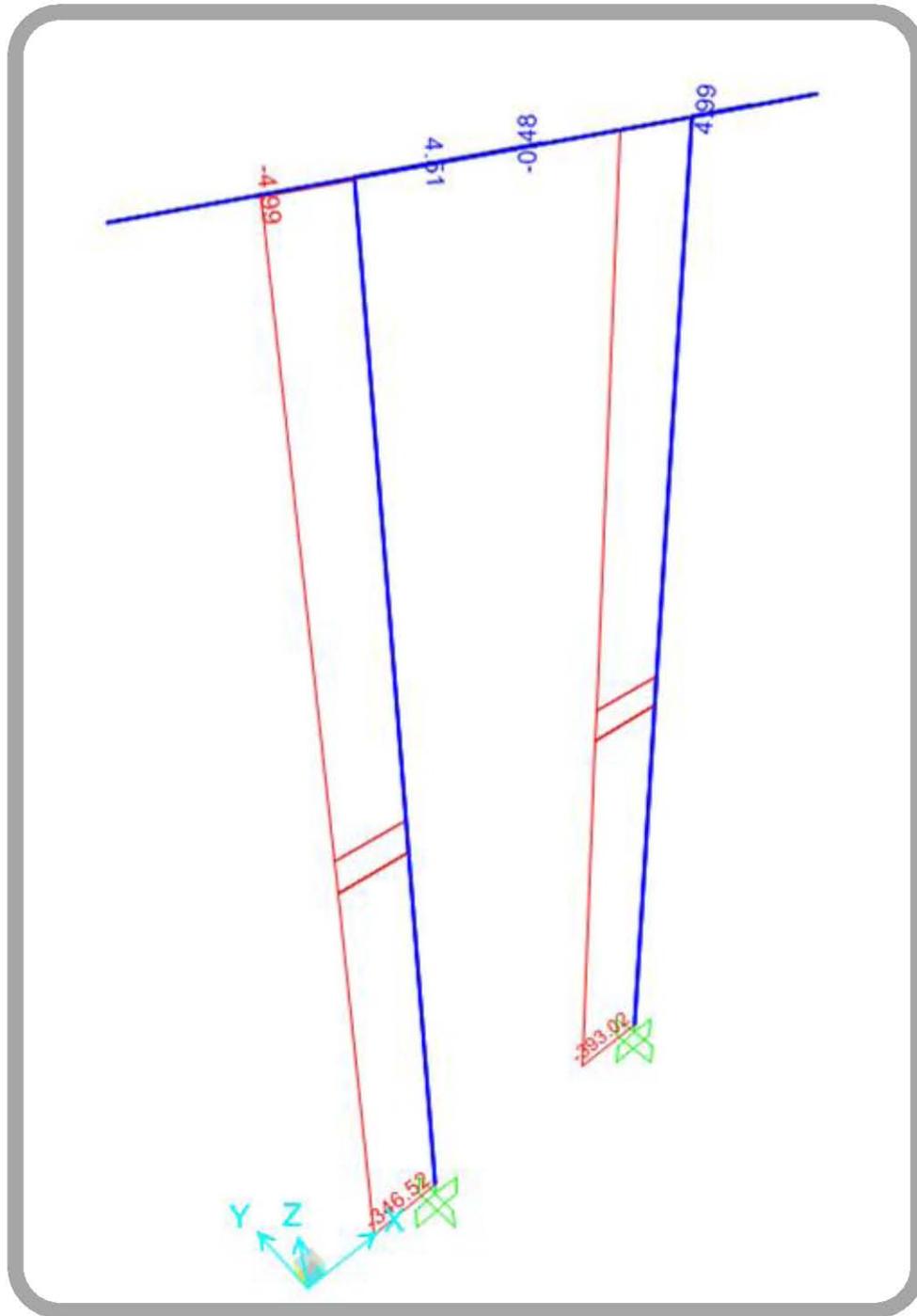


Figura 156: Axial en columnas en con el Grupo VIII

GRUPO VII _L
My=232.83 t-m
Mx=43.96 t-m
P=393 ton

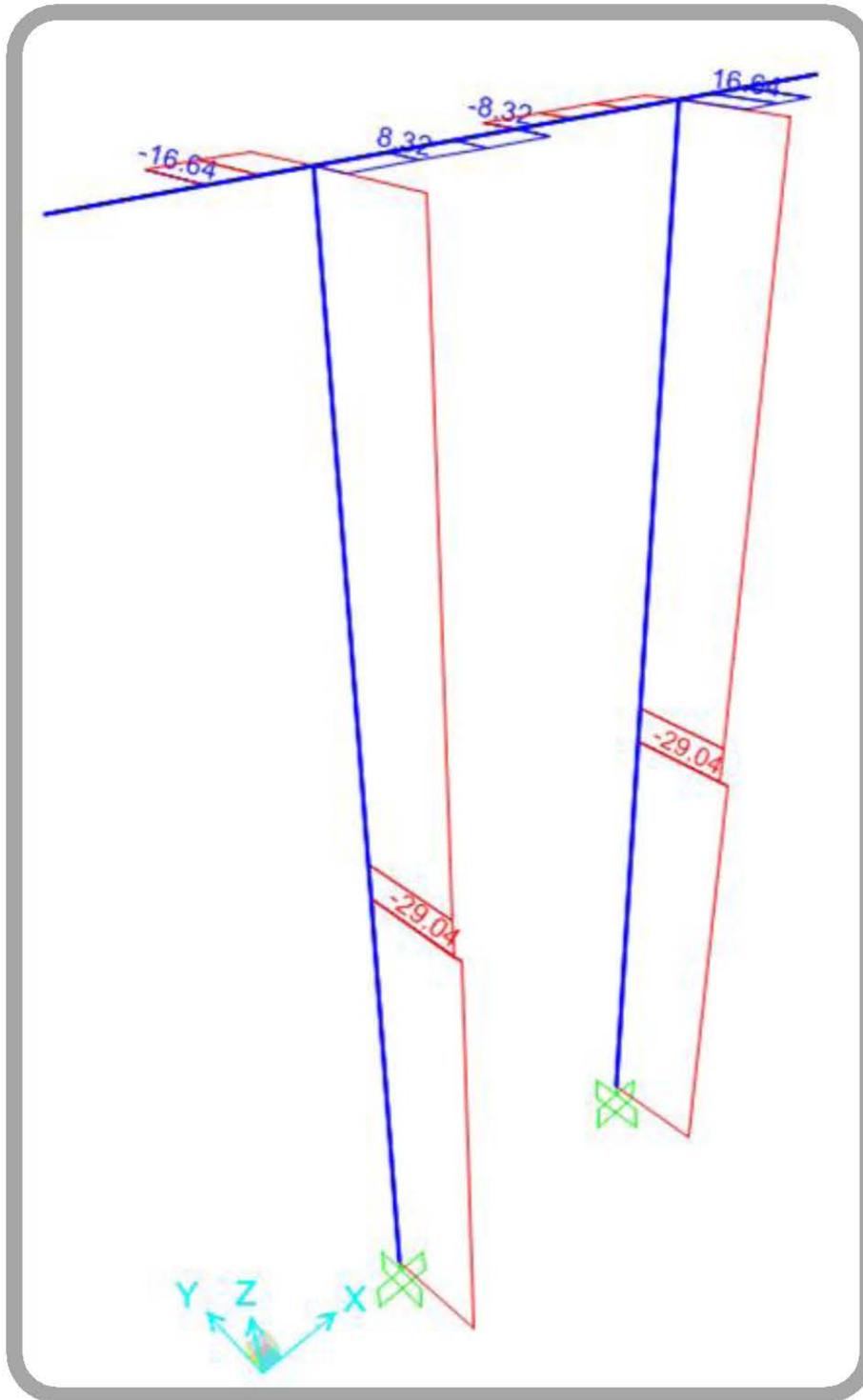


Figura 157: Cortante máximo en columnas en con el Grupo VII

GRUPO VII _L
V = 29.04 ton

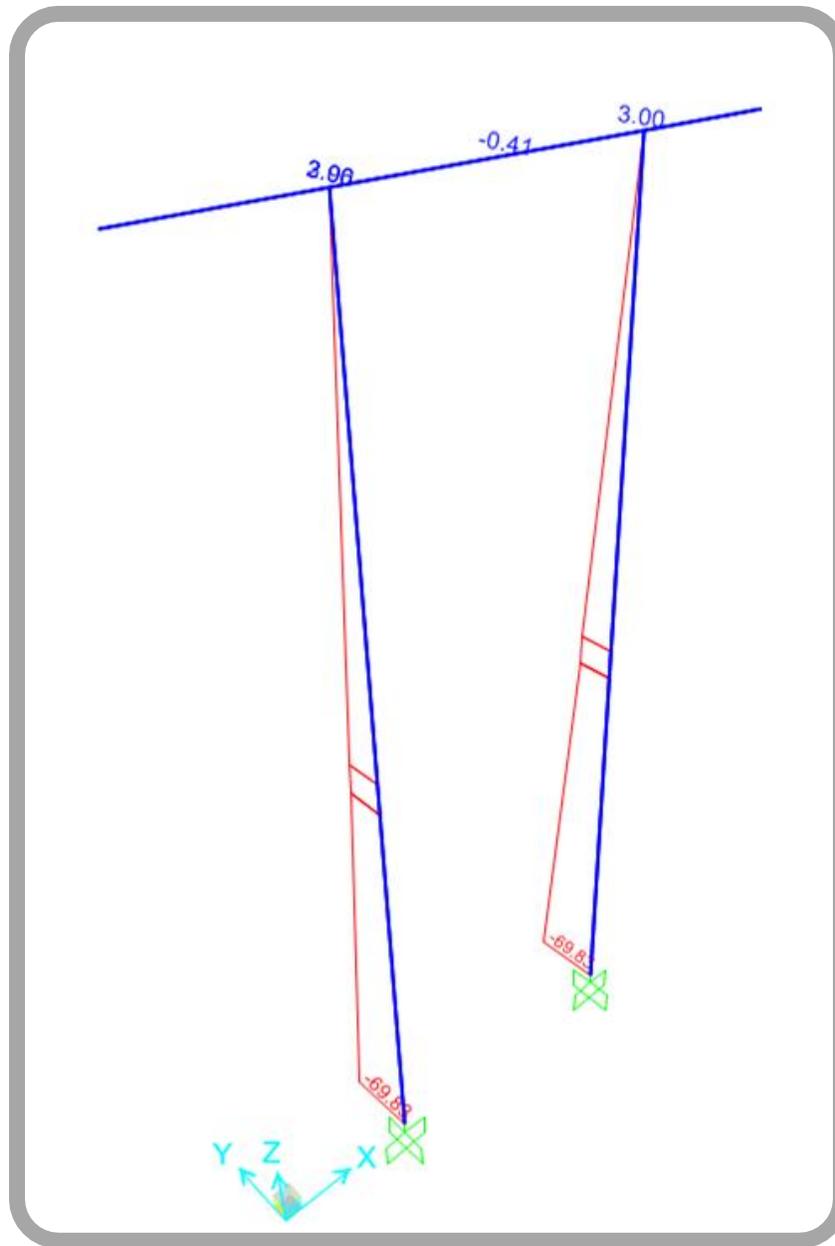


Figura 158: Momento en columnas en el eje "Y" con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
My=69.82 t-m
Mx=133.69 t-m
P=447.3 ton

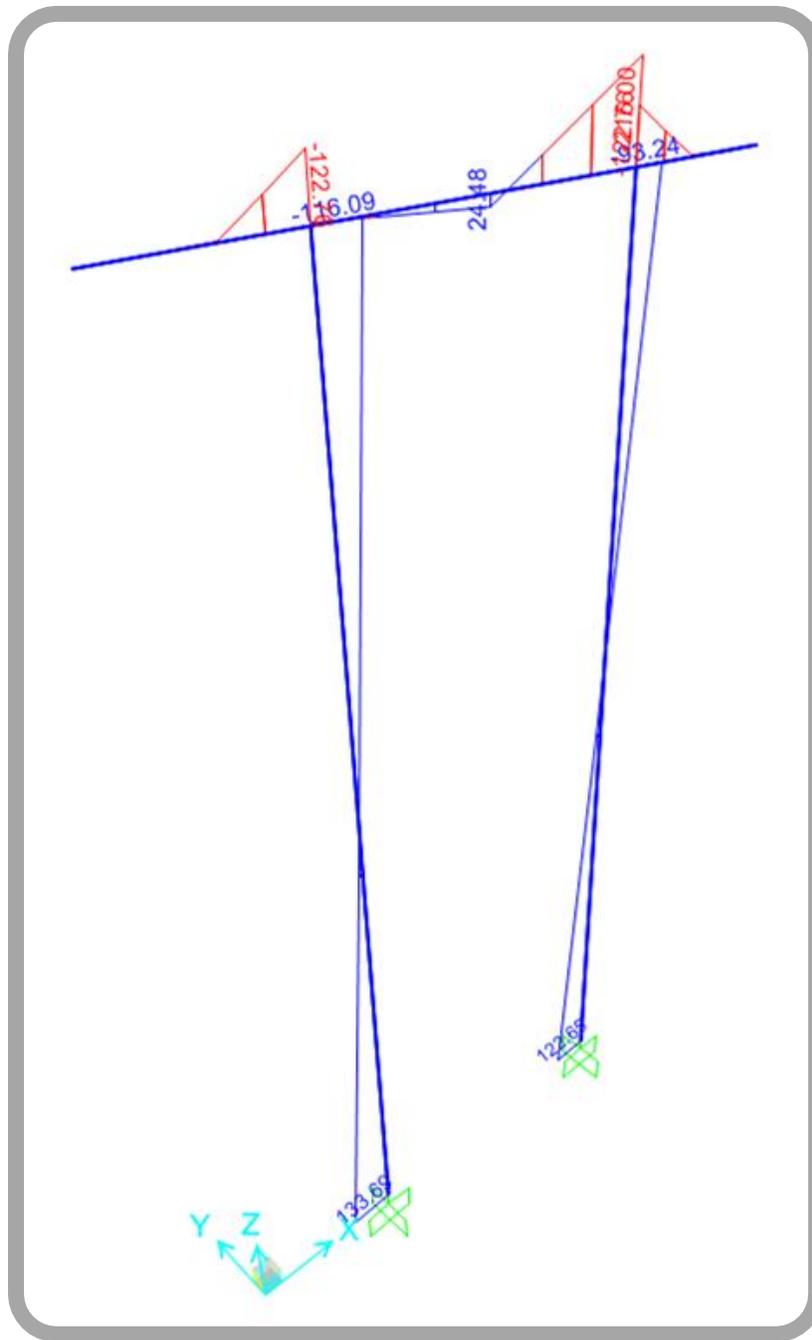


Figura 159: Momento en columnas en el eje "X" con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
My=69.82 t-m
Mx=133.69 t-m
P= 447.3 ton

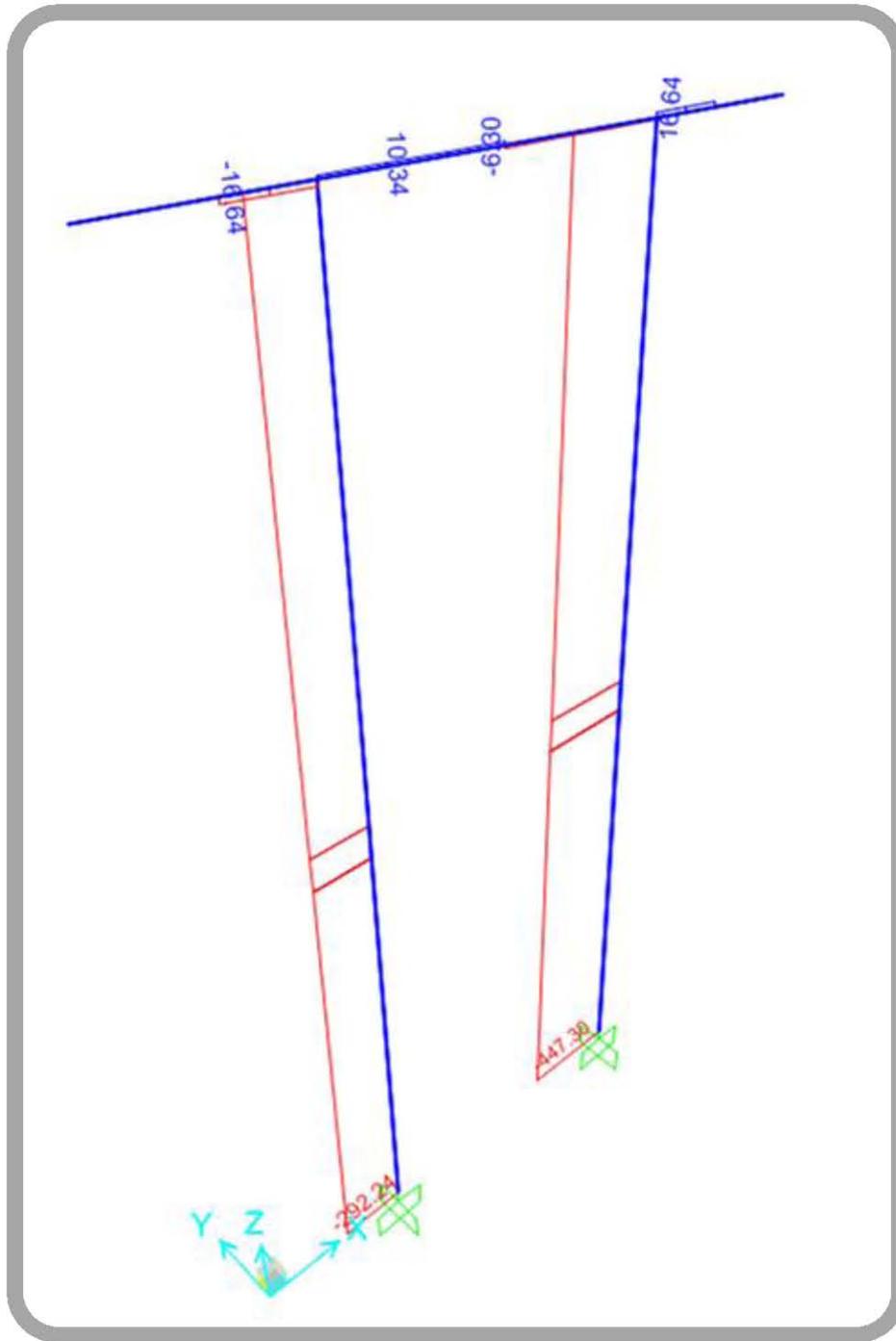


Figura 160: Axial en columnas en con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
My=69.82 t-m
Mx=133.69 t-m
P= 447.3 ton

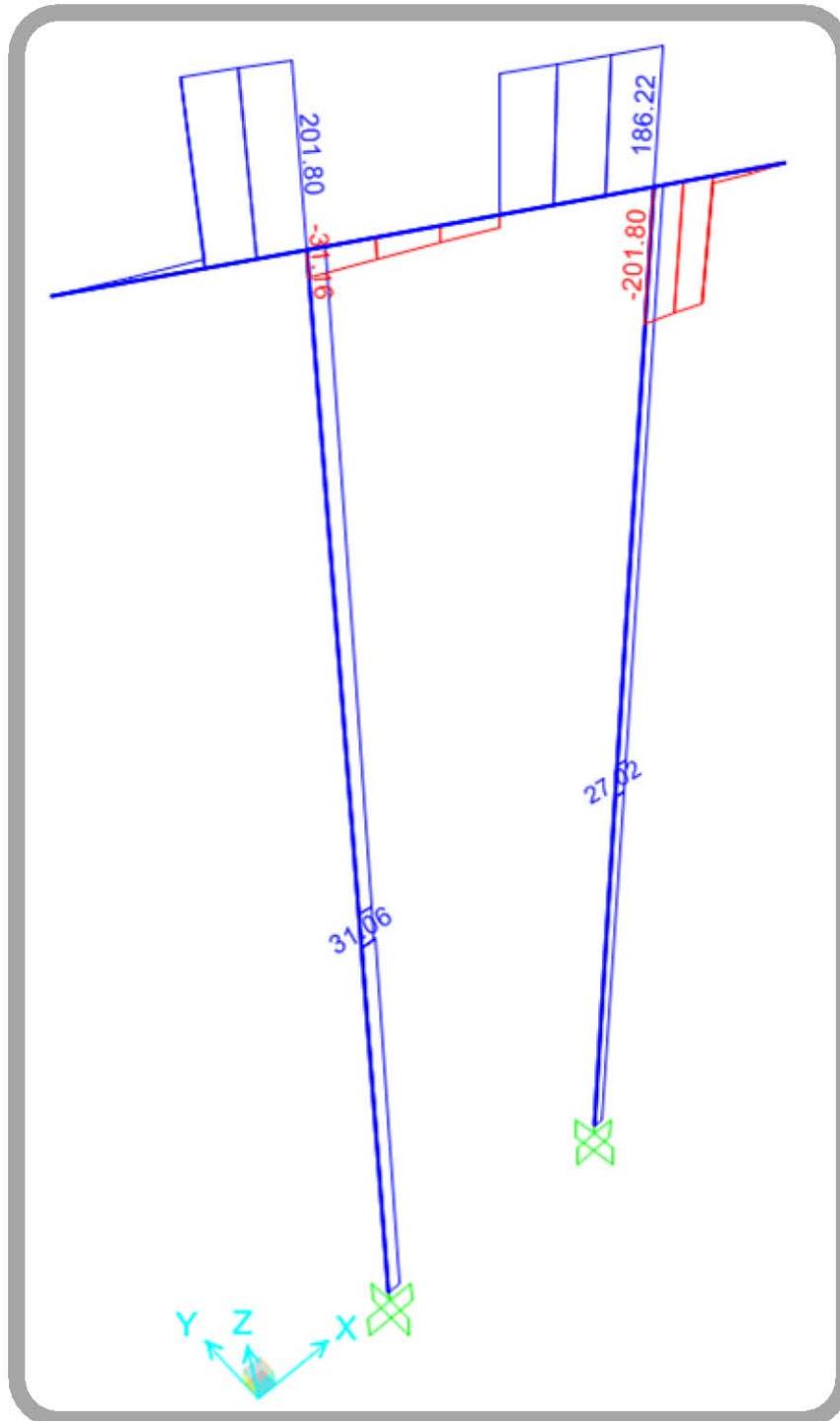


Figura 161: Cortante máximo en columnas con el Grupo VIIT

GRUPO VIIT
V = 31.05 ton

Resumen:

GRUPO I	GRUPO VII _L	GRUPO VII _T
My = 0 t-m	My = 232.83 t-m	My = 69.82 t-m
Mx = 13.42 t-m	Mx = 43.96 t-m	Mx = 133.69 t-m
P = 422.68 ton	P = 393 ton	P = 447.3 ton
V = 2.37 ton	V = 29.04 ton	V = 31.05 ton

Tabla 12: ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS CON CARGAS FACTORIZADAS

Revisión de la sección de las columnas

Una vez obtenidos los elementos mecánicos más representativos, para poder revisar las secciones y los refuerzos de acero se escogerá el grupo más desfavorable y con este se revisará.

En este caso el grupo más desfavorable es el que contiene el momento que rige para el diseño el cual es el del GRUPO VII_L

Sección del pilote

$$\frac{d}{D} = \frac{100}{120} = 0.833$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = (250)(0.833)(0.8) = 166.6$$

Momento de diseño

$$M = (232.83^2 + 43.96^2)^{\frac{1}{2}} = 236.94 \text{ t - m}$$

$$\ell = \frac{236.94}{393} = 0.60 \quad \frac{\ell}{D} = \frac{0.60}{1.2} = 0.5$$

$$\rho = 0.021; q = \rho \left(\frac{fy}{f''c} \right) = (0.021) \left(\frac{4200}{166.6} \right) = 0.52$$

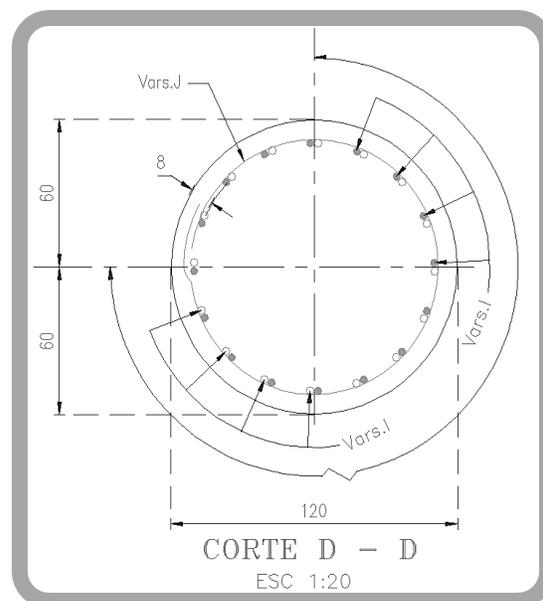


Figura 162: REFUERZO DE COLUMNAS

Con estos valores consultamos los diagramas de interacción para columnas del Dr. Meli y obtenemos los volares de K y R mismos que se ocuparán más adelante en la fórmula para obtener el axial último (Pu) y momento último (Mu).

K = 0.34 y R = 0.172

$$\text{Axial Último} = Pu = KFrD^2 f''c = (0.34)(0.7)(120)^2 (166.6) = 570,971.52 \text{ kg}$$

Pu = 570.971 ton > 393 ton; ¡Por lo tanto cumple!

$$\begin{aligned} \text{Momento Último} = Mu &= RFrD^3 f''c = (0.172)(0.7)(120^3)(166.6) \\ &= 34,661,329.92 \text{ kg - m} \end{aligned}$$

Mu = 346.613 t-m > 232.83 t-m; ¡Por lo tanto cumple!

Área de acero

Para el área de acero se propuso un 2.1% por lo tanto el área de acero para las columnas se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{(\pi * 120^2)}{4} (0.021) = 237.5 \text{ cm}^2$$

Requerimos de 237.5 cm² de área de acero, por lo que usaremos varillas del No. 8 que tienen un diámetro de 5.07 cm², entonces:

$$a_s = \frac{237.5}{5.07} = 46 \text{ varillas}$$

Por lo cual se reforzarán las columnas con 46 varillas del No. 8 en paquetes de dos varillas, es decir, 24 paquetes de dos varillas del No 8.

La separación de los paquetes de varillas se obtiene mediante:

$$sep = \frac{\text{perimetro}}{N^\circ} = \frac{110 * \pi}{24} = 14.4 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

El peso y las acciones que ocurren en la superestructura transmiten esfuerzos de cortante a la subestructura y al momento del análisis, el cortante asociado al grupo más desfavorable encontrado es: **V = 29.04 ton**

Por lo que el esfuerzo cortante que deben resistir las columnas se obtiene de la siguiente manera:

$$V = \frac{v}{A} = \frac{29040}{(55)(55)(3.1416)} = 3.05 \text{ kg/cm}^2$$

Calcularemos el cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25\sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: 3.05 kg/cm² < 3.95 kg/cm² no se requiere de acero por cortante.

A manera de dar factor de seguridad a la columna este esfuerzo cortante será resistido en conjunto con los estribos y la sección de concreto por lo que se calculara la distancia de separación de los estribos.

Para el diseño de los estribos colocaremos estribos del número 5c:

$$V = \frac{Avfsjd}{s} \rightarrow S = \frac{Avfsjd}{v} = \frac{(1.98)(2100)(0.896)(110)}{29040} = 14 \text{ cm.}$$

Considerando que el cortante puede ser soportado solamente por el concreto y debido a la configuración del armado se colocaran los estribos con 25 cm de separación.

C) SUBESTRUCTURA: ESTRIBO No. 6

Un estribo es una forma de apoyo extremo en los puentes que además de soportar las cargas producidas por los tramos extremos del puente, deben contrarrestar y soportar el empuje de tierras del terraplén.

En general los estribos los podemos clasificar en:

- a) Estribos con aleros no paralelos al eje del camino.
- b) Estribos con aleros paralelos al eje del camino (estribos en "U")
- c) Estribos sin aleros o enterrados; cuando un camino va en corte, sin terraplenes, no son necesarios los aleros, ya que no hay tierra que contener y entonces solo se prolonga el diafragma para contener la capa subrasante a la carpeta, en la que derramen, con falsos aleros u orejas de concreto reforzado.

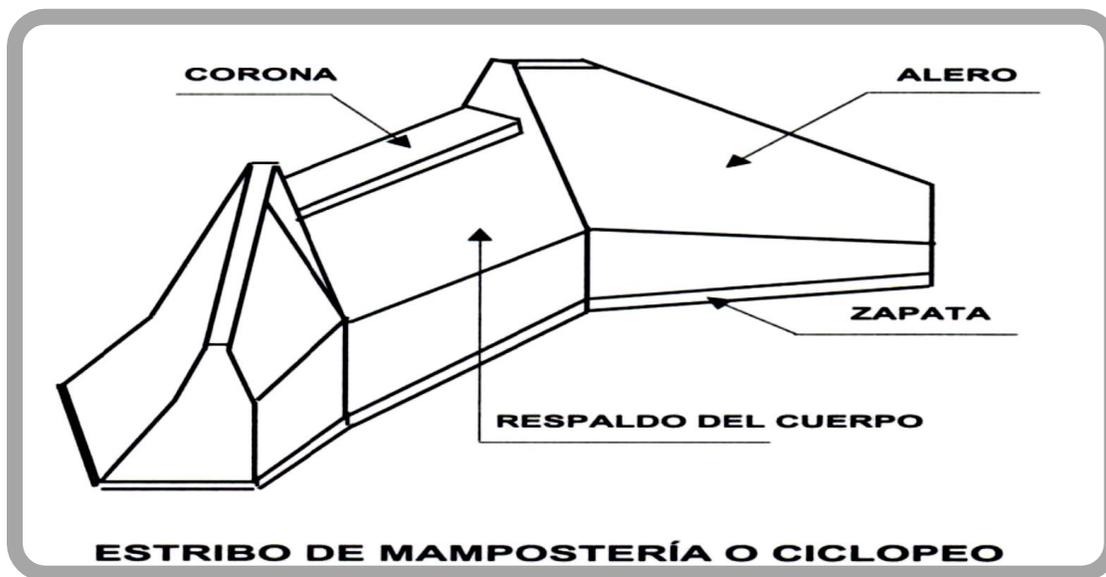
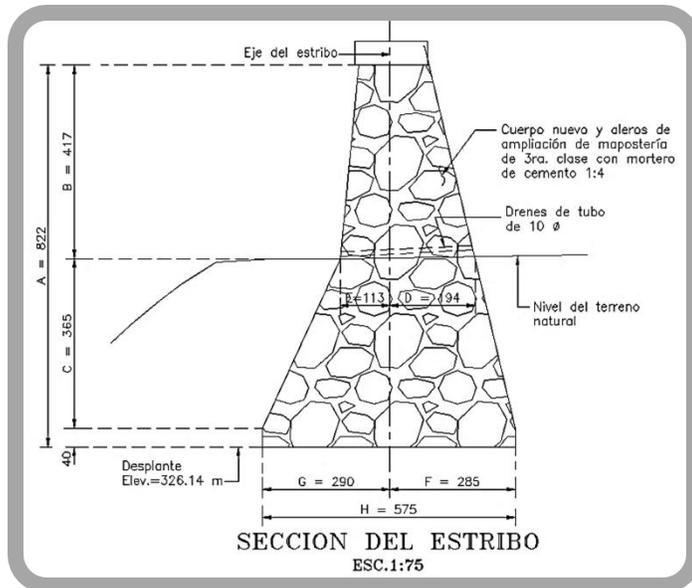


Figura 163: ELEMENTOS DE UN ESTRIBO

En este caso el puente Cadereyta cuenta con un estribo de mampostería con corona y diafragma de concreto reforzado el cual está ubicado en el apoyo No. 6 y que por las condiciones del proyecto será necesario realizarle una modificación que consta de una ampliación de sección del cuerpo del estribo, corona, diafragma y aleros, motivo por lo cual se torna necesario realizar una memoria de cálculo en donde se revise la nueva sección del estribo.

Memoria de Cálculo del Estribo No. 6

La memoria de cálculo de un estribo normalmente comienza con el cálculo de la altura del estribo y proposición de las dimensiones, sin embargo, en el caso de este proyecto esto no es posible debido a que ya se cuenta con un estribo en donde las dimensiones y altura ya están definidas, además es importante mencionar que el cuerpo y diafragma del estribo actual se conservara para usarlos como parte de la sección del nuevo estribo y diafragma por lo que el estribo con sus nuevas dimensiones queda de la siguiente forma:



Dónde:

A = 8.22 m

B = 4.17 m

C = 3.65 m

D = 1.94 m

E = 1.13 m

F = 2.85 m

G = 2.90 m

H = 5.75 m

Figura 164: SECCIÓN DEL ESTRIBO

Las dimensiones de la corona son:

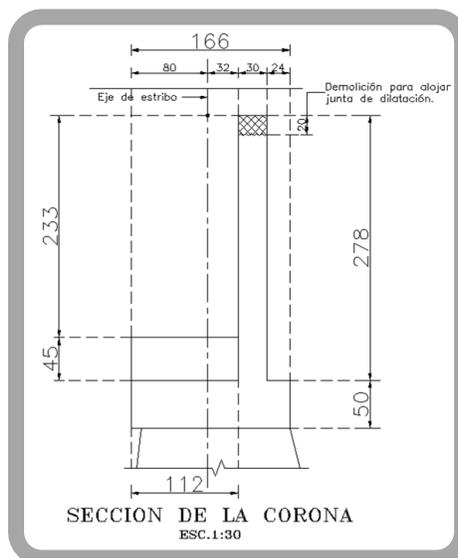


Figura 165: VISTA EN CORTE DE CORONA DE ESTRIBO

Datos de diseño

n) CLARO	35.55 m
o) PESO VOL. DEL CONCRETO	2.4 (ton/m ³)
p) PESO VOL. DEL TERRENO	1.6 (ton/m ³)
q) PESO VOL. DEL CONCRETO ASFALTICO	2.2 (ton/m ³)
r) PESO VOL. DE MAMPOSTERIA	2.2 (ton/m ³)
s) CARGA VIVA DEL PROYECTO	T3-S2-R4
t) CARRILES DE TRÁNSITO	CUATRO
u) ANCHO DE CALZADA	18 m
v) ANCHO DE BANQUETA	1 m
w) ANCHO TOTAL	20 m

Peso de la superestructura

a.1) LOSA: (20m) (35.55m) (0.2m) (2.4 (ton/m ³))	341 ton
a.2) CARPETA: (18 m) (35.55m) (0.1 m) (2.2 (ton/m ³))	141 ton
a.3) GUARNICIÓN: (0.33 (t/ml)) (35.55m)(2)	23 ton
a.4) BANQUETA: (0.14 m ²) (35.55m) (2.4 (ton/m ³))(2)	24 ton
a.4) PARAPETO: (0.25 (t/ml)) (35.55m)(2)	18 ton
a.5) TRABES: (0.6923 m ²) (35.55m) (2.4 (ton/m ³)) (10)	590 ton

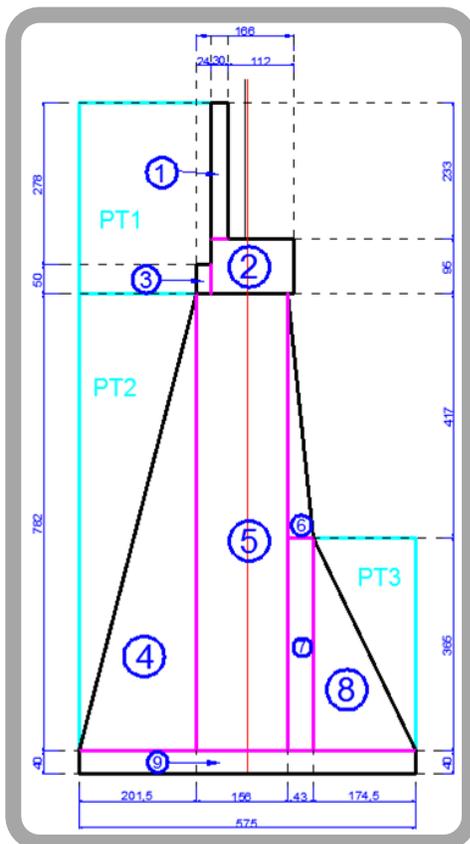
PESO TOTAL DE SUPERESTRUCTURA = 1,137 ton

REACCIÓN POR APOYO

$$RCM = 1,137 \div 2 = 568.50 \text{ ton}$$

A continuación se calcularán las cargas transmitidas por metro al estribo (longitud del cuerpo del estribo: 20 m) y el brazo de palanca que tienen estas cargas con respecto al eje del estribo.

Cargas	Brazo de Palanca
1) Carga Muerta: $CM = 568.50 \text{ ton} \div 20 \text{ m} = 28.40 \text{ ton/m}$	$b = - 0.03 \text{ m}$
2) Carga Viva: $CV = (53.90 \text{ ton} \times 4) \div 20 = 10.8 \text{ ton/m}$	$b = - 0.03 \text{ m}$
3) Frenaje: $FL = (53.90 \text{ ton} \times 4) \times 0.05 = 10.8 \div 20 = 0.54 \text{ ton/m}$	$b = 9.17 \text{ m}$
4) Fricción: $F = 568.50 \text{ ton} \times 0.05 = 28.42 \div 20 = 1.42 \text{ ton/m}$	$b = 9.17 \text{ m}$
5) Sismo: $TT = 568.50 \text{ ton} \times 0.10 = 56.85 \div 20 = 2.80 \text{ ton/m}$	$b = 9.17 \text{ m}$
6) Peso Propio del Estribo:	



Peso	Brazo de Palanca
1) $2.33 \times 0.30 \times 1 \times 2.4 = 1.67 \text{ ton}$	$b = - 0.47 \text{ m}$
2) $1.42 \times 0.95 \times 1 \times 2.4 = 3.28 \text{ ton}$	$b = 0.09 \text{ m}$
3) $0.50 \times 0.24 \times 1 \times 2.4 = 0.29 \text{ ton}$	$b = - 0.74 \text{ m}$
4) $2.015 \times 7.82 \times 0.5 \times 1 \times 2.2 = 17.33 \text{ ton}$	$b = - 1.53 \text{ m}$
5) $7.82 \times 1.56 \times 1 \times 2.2 = 26.80 \text{ ton}$	$b = - 0.08 \text{ m}$
6) $4.17 \times 0.43 \times 0.5 \times 1 \times 2.2 = 1.97 \text{ ton}$	$b = 0.84 \text{ m}$
7) $3.65 \times 0.43 \times 1 \times 2.2 = 3.45 \text{ ton}$	$b = 0.92 \text{ m}$
8) $3.65 \times 1.745 \times 0.5 \times 1 \times 2.2 = 7 \text{ ton}$	$b = 1.71 \text{ m}$
9) $5.75 \times 0.40 \times 1 \times 2.2 = 5.06 \text{ ton}$	$b = 0.00 \text{ m}$
PT1 = $3.28 \times 2.255 \times 1 \times 1.6 = 11.80 \text{ ton}$	$b = - 1.74 \text{ m}$
PT2 = $7.82 \times 2.015 \times 0.5 \times 1 \times 1.6 = 12.60 \text{ ton}$	$b = - 2.20 \text{ m}$
PT3 = $3.65 \times 1.745 \times 0.5 \times 1 \times 1.6 = 5.1 \text{ ton}$	$b = 2.29 \text{ m}$

Figura 166: DIAGRAMA DE DIVISIÓN
EN ÁREAS DE LA SECCIÓN DEL ESTRIBO

Empuje de Tierra

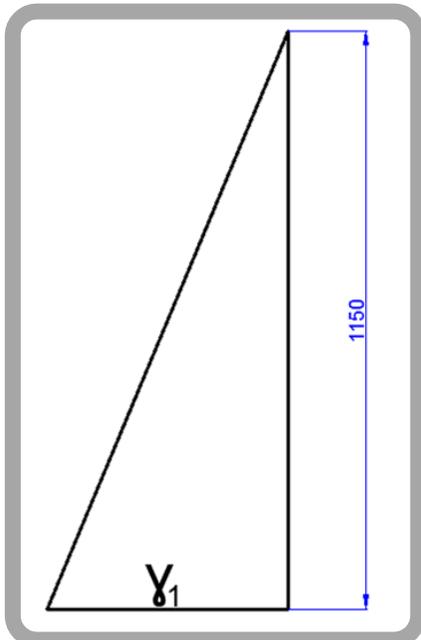
Los empujes del terreno serán obtenidos mediante la teoría de Rankine:

$$P = (0.29) (h) (\gamma)$$

Dónde:

h = altura del bloque de terreno

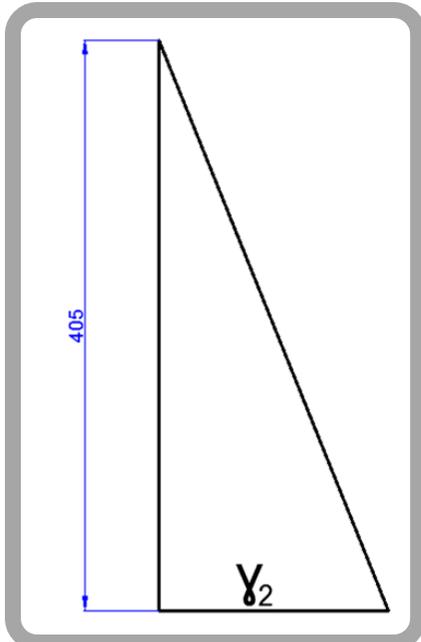
γ = peso vol. del terreno



$$\gamma_1 = (0.29)(11.50)(1.6) = 5.33 \frac{ton}{m}$$

$$E_1 = \frac{(5.33)(11.50)}{2} = 30.68 \text{ ton}$$

$$b_1 = \frac{11.50}{3} = 3.83 \text{ m}$$



$$\gamma_2 = (0.29)(4.05)(1.6) = 1.88 \frac{ton}{m}$$

$$E_2 = \frac{(1.88)(4.05)}{2} = 3.8 \text{ ton}$$

$$b_2 = \frac{4.05}{3} = 1.35 \text{ m}$$

Figura 167: DIAGRAMA DE FUERZAS PRODUCIDAS POR EL EMPUJE DE TIERRAS

Una vez que se obtuvieron las cargas que actúan en la estructura, procedemos a calcular los elementos mecánicos resultantes de la acción de dichas cargas con las combinaciones de cargas más representativas para este tipo de estructura que son:

a) Grupo I: CM + CV + PP + PT + ET

	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (m)
CM	28.4	-0.03	-0.852
CV	10.8	-0.03	-0.324
1	1.67	-0.47	-0.7849
2	3.28	0.09	0.2952
3	0.29	-0.74	-0.2146
4	17.33	-1.53	-26.5149
5	26.8	-0.08	-2.144
6	1.97	0.84	1.6548
7	3.45	0.92	3.174
8	7	1.71	11.97
9	5.06	0	0
PT1	11.8	-1.74	-20.532
PT2	12.6	-2.2	-27.72
PT3	5.1	2.29	11.679
ET1	30.68	3.83	117.5044
ET2	3.8	-1.35	-5.13
P=	135.55	M=	62.061

Tabla 13: SUMATORIA DE MOMENTOS POR METRO DEL PESO DEL ESTRIBO EN GRUPO 1

$$Q = \frac{62.061}{135.55} = 0.45 \text{ m}$$

Características geométricas de la base del estribo

$$A = 5.75 \times 1 = 5.75 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{5.75}{2} = 2.87 \text{ m}$$

$$I = \frac{1 \times 5.75^3}{12} = 15.84 \text{ m}^4$$

Esfuerzos en el terreno

La zapata del estribo existente esta desplantada en una capa de roca caliza estratificada la cual en el límite inferior de su resistencia ultima a la compresión soporta 600 kg/cm² por lo que se comparará este valor con la fuerza máxima que descarga el estribo a la capa de roca caliza estratificada.

$$f = \frac{135.55}{5.75} \pm \frac{62.061 \times 2.87}{15.84} = 23.57 \pm 11.24$$

$$f_{max} = 34.81 < 6000 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{min} = 12.33 \text{ ton/m}^2$$

¡Por lo tanto los esfuerzos son aceptables!

b) Grupo VII: CM + PP + PT + ET + TT

	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (m)
CM	28.4	-0.03	-0.852
TT	2.8	9.17	25.676
1	1.67	-0.47	-0.7849
2	3.28	0.09	0.2952
3	0.29	-0.74	-0.2146
4	17.33	-1.53	-26.5149
5	26.8	-0.08	-2.144
6	1.97	0.84	1.6548
7	3.45	0.92	3.174
8	7	1.71	11.97
9	5.06	0	0
PT1	11.8	-1.74	-20.532
PT2	12.6	-2.2	-27.72
PT3	5.1	2.29	11.679
ET1	30.68	3.83	117.5044
ET2	3.8	-1.35	-5.13
P=	127.55	M=	88.061

Tabla 14: SUMATORIA DE MOMENTOS POR METRO DEL PESO DEL ESTRIBO EN GRUPO 7

$$Q = \frac{88.061}{127.55} = 0.69 \text{ m}$$

Características geométricas de la base del estribo

$$A = 5.75 \times 1 = 5.75 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{5.75}{2} = 2.87 \text{ m}$$

$$I = \frac{1 \times 5.75^3}{12} = 15.84 \text{ m}^4$$

Esfuerzos en el terreno

La zapata del estribo existente esta desplantada en una capa de roca caliza estratificada la cual en el límite inferior de su resistencia última a la compresión soporta 600 kg/cm² por lo que se comparará este valor con la fuerza máxima que descarga el estribo a la capa de roca caliza estratificada.

$$f = \frac{127.55}{5.75} \pm \frac{88.061 \times 2.87}{15.84} = 22.18 \pm 15.95$$

$$f_{max} = 38.13 < 6000 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{min} = 6.23 \text{ ton/m}^2$$

¡Por lo tanto los esfuerzos son aceptables!

Una vez calculadas todas las fuerzas que actúan sobre el estribo, se procede a revisar la estabilidad del mismo considerando los mecanismos de falla posibles en este caso.

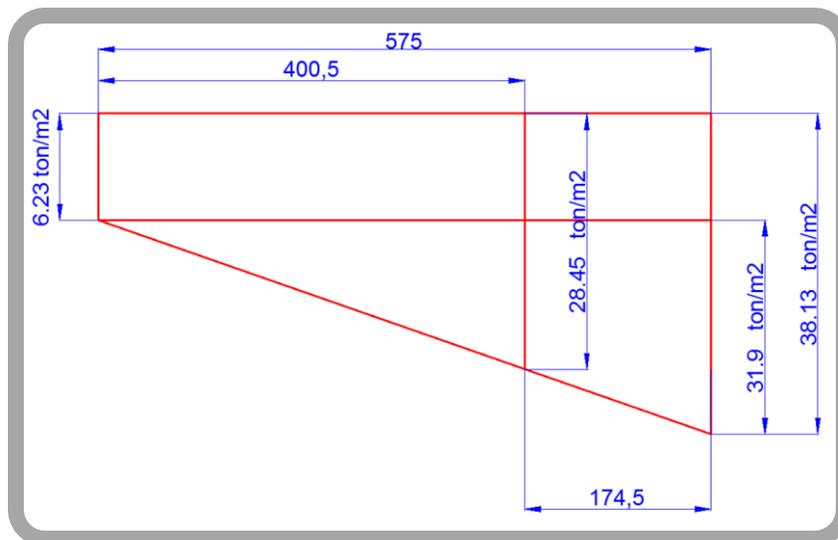
La fuerza máxima encontrada para los dos grupos que se evaluaron fue la del Grupo VII por lo que este es el esfuerzo que rige y por lo tanto se revisará la sección con este esfuerzo.

Revisión de la sección de empotre de la nariz

Con la fuerza máxima encontrada que es de 38.13 ton/m² se revisará la sección de empotre de la nariz del estribo en donde primero calcularemos la fuerza existente al pie de la nariz mediante una regla de tres:

Sabemos que el esfuerzo mínimo es de 6.23 ton/m² y el máximo es de 38.13 ton/m² por lo que colocaremos este esfuerzo al final de la nariz del estribo, entonces las fuerzas quedan de esta manera:

Por lo tanto:



$$\frac{5.75}{4.005} = \frac{31.9}{?}$$

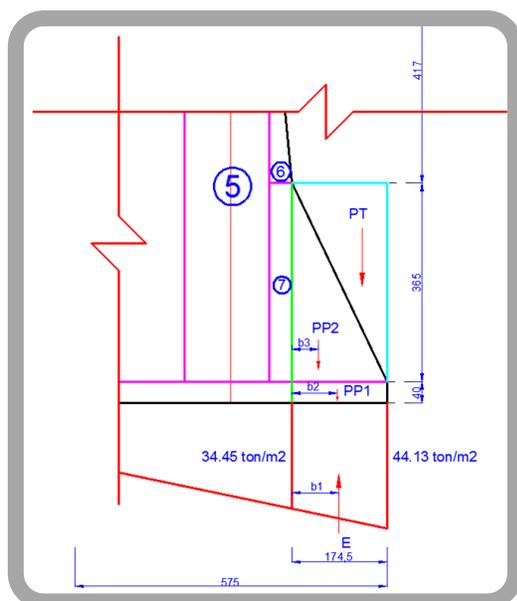
$$? = 22.22$$

$$\therefore 22.22 + 6.23 =$$

$$28.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 168: Diagrama de Fuerzas Actuantes en la Base del Estribo

Por lo tanto el diagrama de fuerzas actuantes en la nariz del estribo queda de la siguiente forma:



$$E = \left(\frac{38.13 + 28.45}{2} \right) 1.745 = 58.09 \text{ ton}$$

$$b1 = \left(\frac{2 \times 38.13 + 28.45}{38.13 + 28.45} \right) \frac{1.745}{3} = 0.9 \text{ m}$$

$$M1 = 58.09 \times 0.90 = 52.28 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Figura 169: FUERZAS RESULTANTES EN EL TERRENO

$$PP1 = 1.745 \times 0.40 \times 2.2 = 1.53 \text{ ton}$$

$$b2 = \frac{1.745}{2} = 0.87 \text{ m}$$

$$M2 = 1.53 \times 0.87 = 1.33 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$PP2 = 7 \text{ ton}$$

$$b3 = \frac{1.745}{3} = 0.58 \text{ m}$$

$$M3 = 7 \times 0.58 = 4.07 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$PT = 3.18 \times 1.6 = 5.1 \text{ ton}$$

$$b = \frac{1.745}{3} = 0.58 = 1.165 \text{ m}$$

$$M4 = 5.1 \times 1.165 = 5.95 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Elementos mecánicos totales

$$Mt = 52.28 - 1.33 - 4.07 - 5.95 = 40.93 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$Vt = 58.09 - 1.53 - 7 - 5.1 = 44.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Esfuerzo por flexión

$$f = \frac{40.93 \times 2.025}{5.53} = 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$V = \frac{44.46}{1 \times 4.05} = 10.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

¡Por lo tanto se acepta la sección de empotre de la nariz del estribo!

Revisión por volteo y deslizamiento

Momento vertical con respecto al frente del estribo:

$$Q = \frac{-50.31}{135.55} = -0.37 \text{ m}$$

$$\therefore Q = 2.875 + 0.37 = 3.25 \text{ m}$$

$$M_{ver} = 135.55 \times 3.25 = 440.53 \text{ ton} - \text{m}$$

Entonces:

$$Carga \text{ Vertical} = 135.55 \text{ ton}$$

$$Carga \text{ Horizontal} = 26.88 \text{ ton}$$

$$Momento \text{ Vertical} = 440.53 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Momento \text{ Horizontal} = 112.37 \text{ ton} - \text{m}$$

Coefficientes:

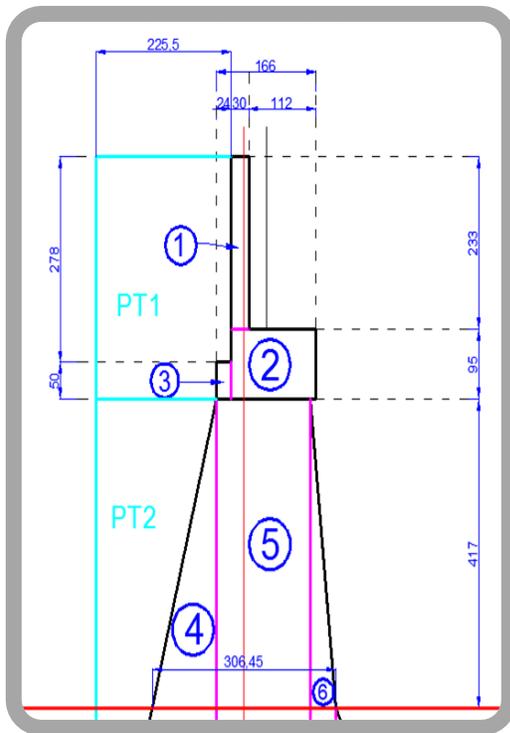
$$Cv = \frac{440.53}{112.37} = 3.92 > 2$$

$$Ch = \frac{135.55 \times 0.6}{26.88} = 3.02 > 2$$

¡Por lo tanto se acepta la sección!

Revisión de la sección intermedia

Cargas	Brazo de Palanca
1) Carga Muerta: CM= 568.50 ton ÷ 20 m = 28.40 ton/m	b = 0.37 m
2) Carga Viva: CV = (53.90 ton x 4) ÷ 20 = 10.8 ton/m	b = 0.37 m
3) Frenaje: FL = (53.90 ton x 4) x 0.05 = 10.8 ÷ 20 = 0.54 ton/m	b = 5.12 m
4) Fricción: F = 568.50 ton x 0.05 = 28.42 ÷ 20 = 1.42 ton/m	b = 5.12 m
5) Sismo: = TT = 568.50 ton x 0.10 = 56.85 ÷ 20 = 2.80 ton /m	b = 5.12 m
6) Peso Propio del Estribo:	



Peso	Brazo de Palanca
1) $2.33 \times 0.30 \times 1 \times 2.4 = 1.67 \text{ ton}$	$b = -0.07 \text{ m}$
2) $1.42 \times 0.95 \times 1 \times 2.4 = 3.28 \text{ ton}$	$b = 0.49 \text{ m}$
3) $0.50 \times 0.24 \times 1 \times 2.4 = 0.29 \text{ ton}$	$b = -0.34 \text{ m}$
4) $1.07 \times 4.17 \times 0.5 \times 1 \times 2.2 = 4.9 \text{ ton}$	$b = -0.81 \text{ m}$
5) $4.17 \times 1.56 \times 1 \times 2.2 = 14.30 \text{ ton}$	$b = 0.32 \text{ m}$
6) $4.17 \times 0.43 \times 0.5 \times 1 \times 2.2 = 1.97 \text{ ton}$	$b = 1.24 \text{ m}$
PT1 = $3.28 \times 1.31 \times 1 \times 1.6 = 6.8 \text{ ton}$	$b = -0.87 \text{ m}$
PT2 = $4.17 \times 1.07 \times 0.5 \times 1 \times 1.6 = 3.56 \text{ ton}$	$b = -1.17 \text{ m}$

Figura 170: DIAGRAMA DE PESO DE LA SECCIÓN MEDIA DEL ESTRIBO

Empuje de tierra

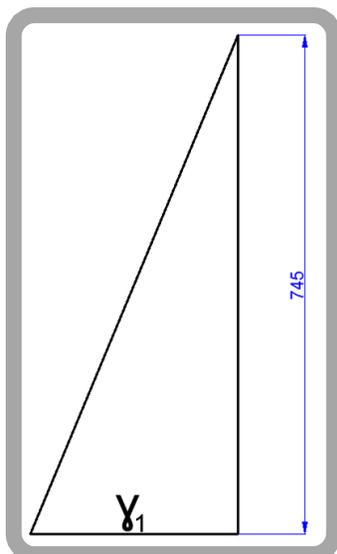
Los empujes del terreno serán obtenidos mediante la teoría de Rankine:

$$P = (0.29) (h) (\gamma)$$

Donde:

h = altura del bloque de terreno

γ = peso vol. del terreno



$$\gamma_1 = (0.29)(7.45)(1.6) = 3.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_1 = \frac{(3.45)(7.45)}{2} = 12.85 \text{ ton}$$

$$b_1 = \frac{7.45}{3} = 2.48 \text{ m}$$

Figura 171: DIAGRAMA DE FUERZAS DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS

Una vez que se obtuvieron las cargas que actúan en la estructura, procedemos a calcular los elementos mecánicos resultantes de la acción de dichas cargas con las combinaciones de cargas más representativas para este tipo de estructura que son:

Grupo I: CM + CV + PP + PT + ET

	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (m)
CM	28.4	0.37	10.508
CV	10.8	0.37	3.996
1	1.67	-0.07	-0.1169
2	3.28	0.49	1.6072
3	0.29	-0.34	-0.0986
4	4.9	-0.81	-3.969
5	14.3	0.32	4.576
6	1.97	1.24	2.4428
PT1	6.8	-0.87	-5.916
PT2	3.56	-1.17	-4.1652
ET1	12.02	2.48	29.8096
P=	75.97	M=	38.6739

Tabla 15: SUMATORIA DE MOMENTOS POR METRO DEL PESO DEL ESTRIBO EN GRUPO 1

$$Q = \frac{38.67}{75.97} = 0.50 \text{ m}$$

Características geométricas de la base del estribo

$$A = 3.06 \times 1 = 3.06 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$I = \frac{1 \times 3.06^3}{12} = 2.38 \text{ m}^4$$

Esfuerzos en la sección intermedia

$$f = \frac{75.97}{3.06} \pm \frac{38.67 \times 1.53}{2.38} = 24.82 \pm 24.85$$

$$f_{max} = 49.67 < 100 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_{min} = -0.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < -10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

¡Por lo tanto se acepta la sección propuesta para el estribo!

D) SUPERESTRUCTURA: TRABES

En esta memoria de cálculo se diseñaran las traves presforzadas con una carga viva de proyecto T3-S2-R4. De acuerdo con las características del proyecto se propone utilizar para todos los tramos traves AASHTO TIPO IV, con un peralte de 1.83 m.

DATOS DE DISEÑO

CONCRETO F' C	350	(kg/cm ²)
ACERO DE REFUERZO L.E	4,200	(kg/cm ²)
ACERO DE PRESFUERZO L.E	19,000	(kg/cm ²)
PESO VOL. DEL CONCRETO	2.4	(ton/m ³)
PESO VOL. DEL CONCRETO ASFALTICO	2.2	(ton/m ³)
CARGA VIVA DEL PROYECTO	T3-S2-R4	
CARRILES DE TRANSITO	CUATRO	
ANCHO DE CALZADA	18 m	
ANCHO TOTAL	20 m	
NÚMERO DE TRABES	10 m	
LONGITUD TOTAL DEL TRAMO	34.70 m	
SEPARACION ENTRE TRABES	1.95 m	

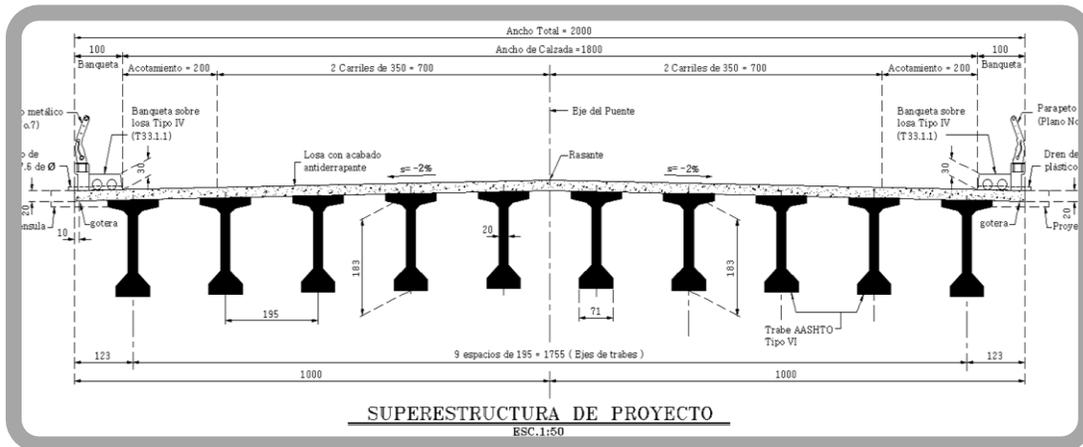
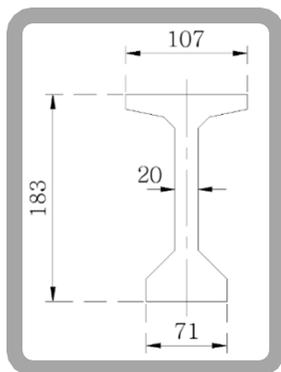


Figura 172: SECCIÓN DE SUPERESTRUCTURA



Propiedades geométricas de la sección simple:

- ys = 0.904 m
- yi = 0.926 m
- A = 0.6923 m²
- Ss = 0.3361 m³
- Si = 0.3281 m³

Figura 173: SECCIÓN DE TRAVE AASHTO TIPO VI I = 0.30381729 m⁴

Dimensiones transversales

Sección compuesta:

$$b = \frac{3470}{2} = 1,735 \text{ cm}$$

$$b = 12(0.20) + 0.20 = 260 \text{ cm}$$

$b = 195 \text{ cm}$ entre trabes... ¡Por ser menor esta Rige!

$$b = 195 \sqrt{\frac{250}{350}} = 164 \text{ cm}$$

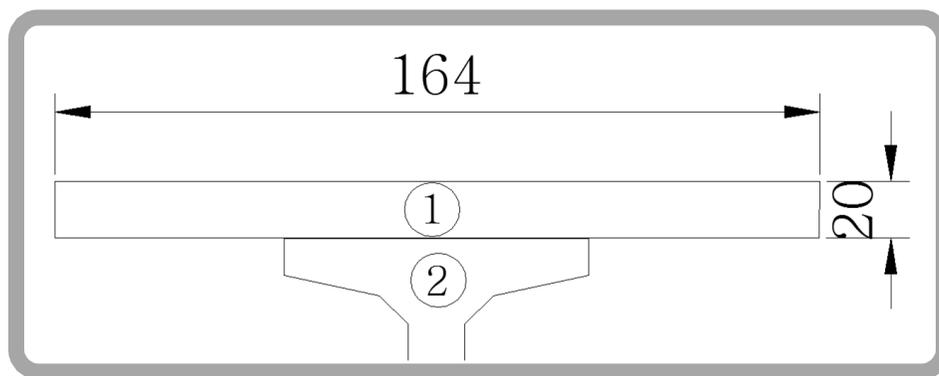


Figura 174: Esquema de sección compuesta que se analizara

Propiedades geométricas de la sección compuesta:

Elemento	A(m2)	y(m)	Ay(m2)
1	0.328	1.93	0.63304
2	0.6923	0.924	0.6396852
Σ	1.0203		1.2727252

$$y_i = 1.24980292 \text{ m}$$

Elemento	ys (m)	Ay2(m4)	I
1	0.6826	0.1528	0.005466
2	-0.3234	0.0724	0.30381728
Σ		0.2252	0.30928328

$$I_T = 0.53448328$$

$$y_s = 0.5802 \text{ m}; \quad y_i = 1.2498 \text{ m}; \quad A = 1.0203 \text{ m}^2; \quad y's = 0.7802 \text{ m}; \quad S_s = 0.9135 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.4241 \text{ m}^3; \quad S's = 0.6793 \text{ m}^3$$

Presfuerzo al centro del claro

Para una distancia: $x = \frac{34.70}{2} = 17.35 \text{ m}$ y con la carga viva T3-S2-R4, lo elementos mecánicos para este claro son: **$M = 436.56 \text{ ton} - \text{m}$ y $V = 53.47 \text{ ton}$.**

Análisis de cargas

Peso propio de la trabe:

$$W1 = 0.6923 \times 2.4 = 1.66 \text{ ton/m}$$

Peso de la losa:

$$Wl = 0.20 \times 1.95 \times 2.4 = 0.936 \text{ ton/m}$$

Peso de diafragma:

$$Wdiaf = 1.55 \times 1.70 \times 0.30 \times 2.4 = 1.8923 \text{ ton}$$

Peso de carpeta:

$$Wc = \frac{0.10 \times 18 \times 2.2}{10} = 0.396 \text{ ton/m}$$

Peso de guarnición:

$$Wg = \frac{0.5 \times 2}{10} = 0.10 \text{ ton/m}$$

Peso de parapeto:

$$Wp = \frac{0.2 \times 2}{10} = 0.04 \text{ ton/m}$$

Cálculo de esfuerzos

a) Losa-diafragma:

$$Ml = \frac{0.936 \times 34.70^2}{8} = 140.87 \text{ ton} - m$$

$$Md = 1.8923 \left(\frac{34.70}{3} \right) = 21.88 \text{ ton} - m$$

$$Ml - d = 140.87 + 21.88 = 162.75 \text{ ton} - m$$

$$Esfuerzo Superior = \left(\frac{162.75}{0.3361} \right) = 484.30 \text{ ton} - m^2$$

$$Esfuerzo Inferior = \left(\frac{162.75}{0.3281} \right) = 496.09 \text{ ton} - m^2$$

$$Vlmax = 0.9360 \left(\frac{34.70 + 0.60}{2} \right) = 16.52 \text{ ton}$$

$$Vlmax = 1.8923 \times 2 = 3.7846 \text{ ton}$$

$$Vlmax = 16.52 + 3.7846 = 20.30 \text{ ton}$$

b) Peso Propio de Trabe:

$$Mt = \frac{1.66 \times 34.70^2}{8} = 250 \text{ ton} - m$$

$$Esfuerzo Superior = \left(\frac{250}{0.3361} \right) = 744 \text{ ton} - m^2$$

$$Esfuerzo Inferior = \left(\frac{250}{0.3281} \right) = 762 \text{ ton} - m^2$$

$$Vtmax = 1.66 \left(\frac{34.70 + 0.60}{2} \right) = 20.30 \text{ ton}$$

c) Carga Muerta Adicional:

$$M_{cma} = \frac{(0.04 + 0.10 + 0.3960) \times 34.70^2}{8} = 80.67 \text{ ton} - m$$

$$Esfuerzo Superior = \left(\frac{80.67}{0.9135} \right) = 88.30 \text{ ton} - m^2$$

$$Esfuerzo Inferior = \left(\frac{80.67}{0.4241} \right) = 190.24 \text{ ton} - m^2$$

$$Esfuerzo' Superior = \left(\frac{80.67}{0.6793} \right) = 118.75 \text{ ton} - m^2$$

d) Carga Viva:

Consideraremos un impacto de: $I = \frac{15.24}{34.70+38.10} = 20 \%$

El factor de concentración de la carga viva se obtiene mediante:

$$f_{con} = \left(\frac{s}{1.68} \right) 0.5 = \left(\frac{1.95}{1.68} \right) 0.5 = 0.58$$

$$Mv = 436.56 \times 1.20 \times 0.58 = 306.20 \text{ ton} - m$$

$$Esfuerzo Superior = \left(\frac{306.20}{0.9135} \right) = 335.19 \text{ ton} - m^2$$

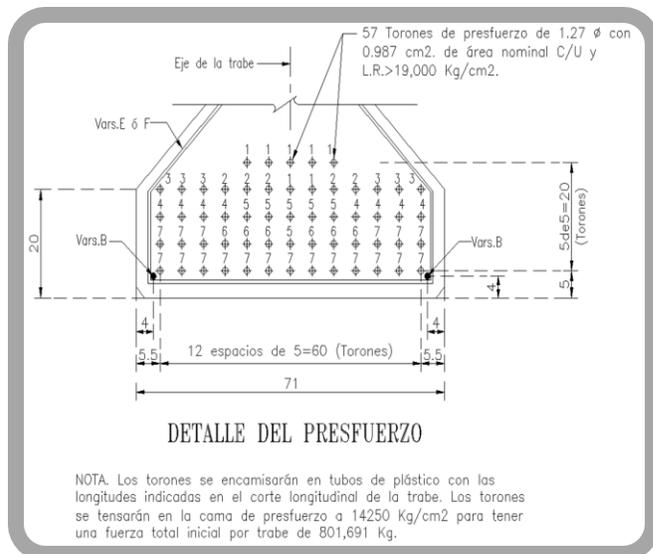
$$Esfuerzo Inferior = \left(\frac{306.20}{0.4241} \right) = 722 \text{ ton} - m^2$$

$$Esfuerzo' Superior = \left(\frac{306.20}{0.6793} \right) = 450.75 \text{ ton} - m^2$$

$$Vv = 53.47 \times 1.20 \times 0.58 = 37.50 \text{ ton}$$

Cálculo del presfuerzo

Se propone utilizar 57 torones de 1/2" de calidad 270 K que tiene un área de 0.987 cm² por torón, por lo tanto el presfuerzo queda de la siguiente manera:



$$5 \times 25 = 150$$

$$13 \times 20 = 260$$

$$13 \times 15 = 195$$

$$13 \times 10 = 130$$

$$13 \times 5 = 65$$

$$\Sigma = 57 \quad 800$$

$$y = \frac{800}{57} = 13.16 \text{ cm}$$

$$e = 0.926 - 0.1316 = 0.7944 \text{ m}$$

Figura 175: DETALLE DEL PRESFUERZO

Esfuerzos debido a la fuerza del presfuerzo sin considerar pérdidas:

$$P = 57 \times 0.987 \times 19 \times 0.75 = 801.69 \text{ ton}$$

$$M = 801.69 \times 0.7944 = 636.86 \text{ ton} - m$$

Esfuerzos por presfuerzo:

$$f_s = \frac{801.69}{0.6923} - \frac{636.86}{0.3361} = -737 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_i = \frac{801.69}{0.6923} + \frac{636.86}{0.3281} = 3,099.14 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tabla 16: RESUMEN DE ESFUERZOS

Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-737.0084		3099.1473			
Po.Po. Trabe	744.0986	7.0902	-762.2072	2336.9401		
Losa-Diafrag.	484.3063	491.3965	-496.0925	1840.8476		
C.M.A.	88.3097	579.7063	-190.2426	1650.6050	118.7526	
C. Viva	335.1933	914.8996	-722.0956	928.5093	450.7440	569.4966

Cálculo de pérdidas:

$$\text{Contraccion} = \frac{(17000 - (150 \times 60)) \times 0.3937^2}{2.2} = 563.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Acortamiento Elastico} = \frac{E_{sa}}{E_{sc}} f_{cr} = \frac{1,960,000}{280,624} 236.06 = 1648.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fluencia del Concreto} = 12f_{cr} - 7f_{cd} = 12(236.06) - 7(92.35) = 2186.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Relajacion del Acero} = 352 - 0.10 E_s - 0.05 (SH + CRc) =$$

$$352 - (0.10 \times 1648.76) - 0.05(563.63 + 2186.23) = 49.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de pérdidas totales:

$$Pt = SH + Es + CRc + CRs =$$

$$Pt = 563.63 + 1648.76 + 2186.23 + 49.48 = 4,448.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 17: RESUMEN DE PERDIDAS

Contracción:	SH =	563.6352	Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1648.7603	Kg/cm ²	%Per. In. = 11.5702
Fluencia del concreto:	CRC =	2186.2351	Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	49.4805	Kg/cm ²	%Per. total = 31.2148

Revisión de esfuerzos en etapa inicial:

$$P = 57 \times 0.987 \times 19 \times (0.75 - (0.75 \times 0.1157)) = 708.93 \text{ ton}$$

$$\text{Presfuerzo}_s = \left(\frac{708.93}{0.6923} \right) - \left(708.93 \times \frac{0.7944}{0.3361} \right) = -651.73 \text{ ton}$$

$$\text{Presfuerzo}_i = \left(\frac{708.93}{0.6923} \right) + \left(708.93 \times \frac{0.7944}{0.3281} \right) = 2740.56 \text{ ton}$$

Revisión de esfuerzos en etapa inicial						
P =	708.933	T		e =	0.7944	m
Carga	E. S.(T/m2)	E. S. A.(T/m2)	E. I.(T/m2)	E. I. A.(T/m2)		
Presfuerzo.	-651.734		2740.568			
Po.Po. Trabe	744.098	92.3639	-762.2071	1978.361	Transferencia al 90% de f _c	

Revisión de esfuerzos en etapa final:

$$P = 57 \times 0.987 \times 19 \times (0.75 - (0.75 \times 0.3121)) = 551.44 \text{ ton}$$

$$Presfuerzo_s = \left(\frac{551.44}{0.6923} \right) - \left(551.44 \times \frac{0.7944}{0.3361} \right) = -506.95 \text{ ton}$$

$$Presfuerzo_i = \left(\frac{551.44}{0.6923} \right) + \left(551.44 \times \frac{0.7944}{0.3281} \right) = 2131.75 \text{ ton}$$

Revisión de esfuerzos en etapa final						
P =	551.4445	T	e =		0.7944	m
Carga	E. S. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I. E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S. E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-506.9526		2131.7542			
Po.Po. Trabe	744.0986	237.1460	-762.2072	1369.5470		
Losa- Diafrag.	484.3063	721.4523	-496.0925	873.4545		
C.M.A.	88.3097	809.7620	-190.2426	683.2119	118.7526	
C. Viva	335.1933	1144.9554	-722.0956	-38.8837	450.7440	569.4966

Todos los esfuerzos son aceptables; en el caso de los esfuerzos de tensión se consideran despreciables.

Calculo de desadherencia de los torones

De los 57 torones que tendrá la trabe, se dejaron 19 torones adheridos en toda su longitud y los restantes 38 se enductaran a una distancia "x" a partir del centro del claro. Se considera que la fuerza del torón empieza a actuar en la trabe a 0.60 cm de la distancia "x" calculada, motivo por el cual se revisará también dicha distancia. Los torones se tensorán a 0.75 % de su L.R.

Etapas de desadherencia

Etapas	Tor. Des.	Xi (m)	Xi Mod. (m)	L. Ducto (m)	Xi -2 (m)	%M
0 (C.Claro)	0	0.00	0.00	35.50	0.00	1.0000
1	6	5.63	6.20	11.55	5.60	0.8723
2	12	7.96	8.55	9.20	7.95	0.7572
3	20	10.28	10.90	6.85	10.30	0.6053
4	26	11.72	12.30	5.45	11.70	0.4974
5	32	13.00	13.60	4.15	13.00	0.3856
6	38	14.17	14.75	3.00	14.15	0.2773
7	0	0.00	0.00	17.75	-0.60	1.0000

Distancias de desadherencia:

$$X_1 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{6}{57}}\right) = 5.63 \text{ m} \quad X_2 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{12}{57}}\right) = 7.96 \text{ m}$$

$$X_3 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{20}{57}}\right) = 10.28 \text{ m} \quad X_4 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{26}{57}}\right) = 11.72 \text{ m}$$

$$X_5 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{32}{57}}\right) = 13 \text{ m} \quad X_1 = \left(\frac{34.7}{2}\right) \left(\sqrt{\frac{38}{57}}\right) = 14.17 \text{ m}$$

A continuación se presenta la revisión de las secciones de la trabe a la altura de las distancias "x" calculadas, que en esencia es el mismo procedimiento de revisión realizado con anterioridad al centro del claro, con la única diferencia que ahora se revisara con las distancias calculadas, motivo por el cual se presentarán los resultados obtenidos en una hoja de cálculo:

Eta 1 de desadherencia:

X = 11.15 m xi = 6.20 m

Cálculo de Esfuerzos					
a) Losa-Diafragma:					
M _L =	122.8886	Tm			
M _d =	21.0992	Tm			
M _{L-d} =	143.9878	Tm			
Esf. Sup =	428.4317	T/m ²	Esf. Inf. =	438.8582	T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:					
M _t =	218.1430	Tm			
Esf. Sup =	649.0786	T/m ²	Esf. Inf. =	664.8748	T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:					
M _{ca} =	70.3721	Tm			
Esf. Sup =	77.0327	T/m ²	Esf. Inf =	165.9490	T/m ²
	Esf.'Sup =	103.5881	T/m ²		
d) Carga Viva:					
F. Impacto =	1.2093				
F. Con. =	0.5800				
M _{dv} =	267.1083	Tm			
Esf. Sup. =	292.3898	T/m ²	Esf. Inf =	629.8854	T/m ²
	Esf.'Sup =	393.1849	T/m ²		

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.1235	13	0.10
e (m)=	0.8025	13	0.15
		12	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	717.30225	T	
Esf. Sup =	-676.6088	T/m ²	Esf. Inf = 2790.5196 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-676.6088		2790.5196			
Po.Po. Trabe	649.0786	-27.5301	-664.8748	2125.6448		
Losa-Diafrag.	428.4317	400.9016	-438.8582	1686.7867		
C.M.A.	77.0327	477.9343	-165.9490	1520.8376	103.5881	
C. Viva	292.3898	770.3241	-629.8854	890.9522	393.1849	496.7730

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1505.0283 Kg/cm ²	%Per. In. = 10.5616
Fluencia del concreto:	CRC =	2005.4576 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	72.8925 Kg/cm ²	%Per. total = 29.1018

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	641.5436 T			
Carga	E. S. (T/m ²)	E. S. A. (T/m ²)	E. I. (T/m ²)	E. I. A. (T/m ²)
Presfuerzo.	-605.1480		2495.7960	
Po.Po. Trabe	649.0786	43.9306	-664.8748	1830.9213

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =		508.5540 T				
Carga	E. S. (T/m ²)	E. S. A. (T/m ²)	E. I. (T/m ²)	E. I. A. (T/m ²)	E.'S. (T/m ²)	E.'S. A. (T/m ²)
Presfuerzo.	-479.7031		1978.4268			
Po.Po. Trabe	649.0786	169.3755	-664.8748	1313.5520		
Losa-Diafrag.	428.4317	597.8073	-438.8582	874.6938		
C.M.A.	77.0327	674.8400	-165.9490	708.7448	103.5881	
C. Viva	292.3898	967.2298	-629.8854	78.8594	393.1849	496.7730

Etapa 1 de desadherencia:

$$X = 11.75 \text{ m} \quad xi = 5.60 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos					
a) Losa-Diafragma:					
M _L =	126.2021	Tm			
M _d =	21.8876	Tm			
M _{L-d} =	148.0897	Tm			
Esf. Sup =	440.6368	T/m ²	Esf. Inf. =	451.3603	T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:					
M _t =	224.0248	Tm			
Esf. Sup =	666.5797	T/m ²	Esf. Inf. =	682.8018	T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:					
M _{ca} =	72.2696	Tm			
Esf. Sup =	79.1098	T/m ²	Esf. Inf =	170.4235	T/m ²
	Esf.'Sup =	106.3812	T/m ²		
d) Carga Viva:					
F. Impacto =	1.2093				
F. Con. =	0.5800				
M _{dv} =	274.3103	Tm			
Esf. Sup. =	300.2735	T/m ²	Esf. Inf =	646.8690	T/m ²
	Esf.'Sup =	403.7863	T/m ²		

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.1316	13	0.10
e (m)=	0.7944	13	0.15
		18	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	801.69075 T		
Esf. Sup =	-737.0084	T/m ²	Esf. Inf = 3099.1473 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-737.0084		3099.1473			
Po.Po. Trabe	666.5797	-70.4287	-682.8018	2416.3455		
Losa-Diafrag.	440.6368	370.2082	-451.3603	1964.9852		
C.M.A.	79.1098	449.3179	-170.4235	1794.5617	106.3812	
C. Viva	300.2735	749.5914	-646.8690	1147.6928	403.7863	510.1675

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1700.5333 Kg/cm ²	%Per. In. = 11.9336
Fluencia del concreto:	CRC =	2307.2580 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	38.2520 Kg/cm ²	%Per. total = 32.3486

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	706.020446 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-649.056969		2729.30848	
Po.Po. Trabe	666.579693	17.5227244	-682.801765	2046.50672

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P = 542.3548 T						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-498.5963		2096.6159			
Po.Po. Trabe	666.5797	167.9834	-682.8018	1413.8141		
Losa-Diafrag.	440.6368	608.6202	-451.3603	962.4538		
C.M.A.	79.1098	687.7300	-170.4235	792.0303	106.3812	
C. Viva	300.2735	988.0034	-646.8690	145.1614	403.7863	510.1675

Etapa 2 de desadherencia:

$$X = 8.80 \text{ m} \quad xi = 8.55 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos						
a) Losa-Diafragma:						
M _L =	106.6666	Tm				
M _d =	16.6523	Tm				
M _{L-d} =	123.3188	Tm				
Esf. Sup =	366.9318	T/m ²	Esf. Inf. =	375.8616	T/m ²	
b) Peso Propio de Trabe:						
M _t =	189.3468	Tm				
Esf. Sup =	563.3963	T/m ²	Esf. Inf. =	577.1072	T/m ²	
c) Carga Muerta Adicional:						
M _{ca} =	61.0826	Tm				
Esf. Sup =	66.8639	T/m ²	Esf. Inf =	144.0427	T/m ²	
	Esf.'Sup =	89.9139	T/m ²			
d) Carga Viva:						
F. Impacto =	1.2093					
F. Con. =	0.5800					
M _{dv} =	231.8484	Tm				
Esf. Sup. =	253.7925	T/m ²	Esf. Inf =	546.7367	T/m ²	
	Esf.'Sup =	341.2821	T/m ²			

Cálculo de Presfuerzo				
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)		
	13	0.05		
Yacero (m)=	0.1133	13	0.10	
e (m)=	0.8127	13	0.15	
	6	0.20		
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)				
P =	632.91375	T		
Esf. Sup =	-616.2092	T/m ²	Esf. Inf =	2481.8919 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-616.2092		2481.8919			
Po.Po. Trabe	563.3963	-52.8129	-577.1072	1904.7847		
Losa-Diafrag.	366.9318	314.1189	-375.8616	1528.9231		
C.M.A.	66.8639	380.9828	-144.0427	1384.8804	89.9139	
C. Viva	253.7925	634.7754	-546.7367	838.1437	341.2821	431.1959

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352	Kg/cm ²
Acortamiento Elástico:	ES =	1355.4973	Kg/cm ² %Per. In. = 9.5123
Fluencia del concreto:	CRC =	1817.6703	Kg/cm ²
Relajación del acero:	CRS =	97.2350	Kg/cm ² %Per. total = 26.9055

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	572.7093	T		
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-557.5937		2245.8078	
Po.Po. Trabe	563.3963	5.8025	-577.1072	1668.7006

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	462.6250	T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-450.4148		1814.1258			
Po.Po. Trabe	563.3963	112.9814	-577.1072	1237.0185		
Losa-Diafrag.	366.9318	479.9132	-375.8616	861.1570		
C.M.A.	66.8639	546.7772	-144.0427	717.1142	89.9139	
C. Viva	253.7925	800.5697	-546.7367	170.3776	341.2821	431.1959

Etap 2 de desadherencia:

$$X = 9.40 \text{ m} \quad xi = 7.95 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos				
a) Losa-Diafragma:				
M _L =	111.2998	Tm		
M _d =	17.7877	Tm		
M _{L-d} =	129.0874	Tm		
Esf. Sup =	384.0961	T/m ²	Esf. Inf. =	393.4435 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:				
M _t =	197.5713	Tm		
Esf. Sup =	587.8681	T/m ²	Esf. Inf. =	602.1746 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:				
M _{ca} =	63.7358	Tm		
Esf. Sup =	69.7683	T/m ²	Esf. Inf =	150.2994 T/m ²
	Esf.'Sup =	93.8194	T/m ²	
d) Carga Viva:				
F. Impacto =	1.2093			
F. Con. =	0.5800			
M _{dv} =	241.9190	Tm		
Esf. Sup. =	264.8163	T/m ²	Esf. Inf =	570.4849 T/m ²
	Esf.'Sup =	356.1061	T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.1235	13	0.10
e (m)=	0.8025	13	0.15
		12	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	717.30225 T		
Esf. Sup =	-676.6088 T/m ²	Esf. Inf =	2790.5196 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-676.6088		2790.5196			
Po.Po. Trabe	587.8681	-88.7407	-602.1746	2188.3450		
Losa-Diafrag.	384.0961	295.3554	-393.4435	1794.9014		
C.M.A.	69.7683	365.1237	-150.2994	1644.6020	93.8194	
C. Viva	264.8163	629.9400	-570.4849	1074.1172	356.1061	449.9255

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1546.3235 Kg/cm ²	%Per. In. = 10.8514
Fluencia del concreto:	CRC =	2108.0820 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	63.6318 Kg/cm ²	%Per. total = 30.0468

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	639.464963 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-603.187282		2487.70935	
Po.Po. Trabe	587.868104	-15.3191778	-602.174629	1885.53473

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	501.7757 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-473.3093		1952.0571			
Po.Po. Trabe	587.8681	114.5588	-602.1746	1349.8824		
Losa-Diafrag.	384.0961	498.6549	-393.4435	956.4389		
C.M.A.	69.7683	568.4231	-150.2994	806.1395	93.8194	
C. Viva	264.8163	833.2395	-570.4849	235.6546	356.1061	449.9255

Etapa 3 de desadherencia:

$$X = 6.45 \text{ m} \quad x_i = 10.90 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	85.2755 Tm		
M _d =	12.2054 Tm		
M _{L-d} =	97.4808 Tm		
Esf. Sup =	290.0515 T/m ²	Esf. Inf. =	297.1102 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	151.3749 Tm		
Esf. Sup =	450.4117 T/m ²	Esf. Inf. =	461.3731 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	48.8330 Tm		
Esf. Sup =	53.4549 T/m ²	Esf. Inf =	115.1561 T/m ²
	Esf.'Sup =	71.8824 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	185.3531 Tm		
Esf. Sup. =	202.8965 T/m ²	Esf. Inf =	437.0931 T/m ²
	Esf.'Sup =	272.8407 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
Yacero (m)=	0.0973	13	0.05
e (m)=	0.8287	11	0.10
		0	0.15
			0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	520.39575 T		
Esf. Sup =	-531.4914 T/m ²	Esf. Inf =	2066.1015 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-531.4914		2066.1015			
Po.Po. Trabe	450.4117	-81.0797	-461.3731	1604.7285		
Losa-Diafrag.	290.0515	208.9718	-297.1102	1307.6182		
C.M.A.	53.4549	262.4267	-115.1561	1192.4621	71.8824	
C. Viva	202.8965	465.3232	-437.0931	755.3690	272.8407	344.7231

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1151.4741 Kg/cm ²	%Per. ln. = 8.0805
Fluencia del concreto:	CRC =	1557.6586 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	130.6379 Kg/cm ²	%Per. total = 23.8835

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial					
P =	478.3451 T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	
Presfuerzo.	-488.5442		1899.1498		
Po.Po. Trabe	450.4117	-38.1324	-461.3731	1437.7767	

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	396.1068 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-404.5524		1572.6431			
Po.Po. Trabe	450.4117	45.8593	-461.3731	1111.2701		
Losa-Diafrag.	290.0515	335.9108	-297.1102	814.1598		
C.M.A.	53.4549	389.3657	-115.1561	699.0037	71.8824	
C. Viva	202.8965	592.2622	-437.0931	261.9106	272.8407	344.7231

Etapa 3 de desadherencia:

$$X = 7.05 \text{ m} \quad xi = 10.30 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	91.2284 Tm		
M _d =	13.3407 Tm		
M _{L-d} =	104.5692 Tm		
Esf. Sup =	311.1426 T/m ²	Esf. Inf. =	318.7147 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	161.9421 Tm		
Esf. Sup =	481.8543 T/m ²	Esf. Inf. =	493.5809 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	52.2419 Tm		
Esf. Sup =	57.1865 T/m ²	Esf. Inf =	123.1950 T/m ²
	Esf.'Sup =	76.9004 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	198.2923 Tm		
Esf. Sup. =	217.0604 T/m ²	Esf. Inf =	467.6059 T/m ²
	Esf.'Sup =	291.8873 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.1133	13	0.10
e (m)=	0.8127	13	0.15
		6	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	632.91375 T		
Esf. Sup =	-616.2092 T/m ²	Esf. Inf =	2481.8919 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-616.2092		2481.8919			
Po.Po. Trabe	481.8543	-134.3548	-493.5809	1988.3110		
Losa-Diafrag.	311.1426	176.7878	-318.7147	1669.5963		
C.M.A.	57.1865	233.9744	-123.1950	1546.4013	76.9004	
C. Viva	217.0604	451.0348	-467.6059	1078.7954	291.8873	368.7877

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1411.2080 Kg/cm ²	%Per. In. = 9.9032
Fluencia del concreto:	CRC =	1954.0115 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	84.8469 Kg/cm ²	%Per. total = 28.1663

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	570.234946 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-555.184648		2236.10484	
Po.Po. Trabe	481.85434	-73.3303073	-493.580884	1742.52395

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	454.6452 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-442.6457		1782.8341			
Po.Po. Trabe	481.8543	39.2087	-493.5809	1289.2532		
Losa-Diafrag.	311.1426	350.3513	-318.7147	970.5385		
C.M.A.	57.1865	407.5378	-123.1950	847.3435	76.9004	
C. Viva	217.0604	624.5983	-467.6059	379.7376	291.8873	368.7877

Etap 4 de desadherencia:

$$X = 5.05 \text{ m} \quad xi = 12.30 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	70.0748 Tm		
M _d =	9.5561 Tm		
M _{L-d} =	79.6309 Tm		
Esf. Sup =	236.9397 T/m ²	Esf. Inf. =	242.7059 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	124.3918 Tm		
Esf. Sup =	370.1243 T/m ²	Esf. Inf. =	379.1317 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	40.1283 Tm		
Esf. Sup =	43.9264 T/m ²	Esf. Inf. =	94.6292 T/m ²
	Esf.'Sup =	59.0691 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	152.3133 Tm		
Esf. Sup. =	166.7295 T/m ²	Esf. Inf. =	359.1797 T/m ²
	Esf.'Sup =	224.2059 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
Yacero (m)=	0.0871	13	0.05
e (m)=	0.8389	13	0.10
		5	0.15
		0	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	436.00725 T		
Esf. Sup =	-458.5371 T/m ²	Esf. Inf =	1744.6135 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-458.5371		1744.6135			
Po.Po. Trabe	370.1243	-88.4128	-379.1317	1365.4818		
Losa-Diafrag.	236.9397	148.5269	-242.7059	1122.7758		
C.M.A.	43.9264	192.4533	-94.6292	1028.1467	59.0691	
C. Viva	166.7295	359.1828	-359.1797	668.9669	224.2059	283.2750

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	985.1768 Kg/cm ²	%Per. In. = 6.9135
Fluencia del concreto:	CRC =	1340.0036 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	158.1504 Kg/cm ²	%Per. total = 21.3822

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	405.8638 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-426.8360		1623.9993	
Po.Po. Trabe	370.1243	-56.7117	-379.1317	1244.8675

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	342.7792 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-360.4917		1371.5765			
Po.Po. Trabe	370.1243	9.6326	-379.1317	992.4447		
Losa-Diafrag.	236.9397	246.5723	-242.7059	749.7388		
C.M.A.	43.9264	290.4987	-94.6292	655.1096	59.0691	
C. Viva	166.7295	457.2282	-359.1797	295.9299	224.2059	283.2750

Etap 4 de desadherencia:

$$X = 5.65 \text{ m} \quad xi = 11.70 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	76.8140 Tm		
M _d =	10.6915 Tm		
M _{L-d} =	87.5055 Tm		
Esf. Sup =	260.3703 T/m ²	Esf. Inf. =	266.7067 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	136.3547 Tm		
Esf. Sup =	405.7197 T/m ²	Esf. Inf. =	415.5934 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	43.9875 Tm		
Esf. Sup =	48.1509 T/m ²	Esf. Inf =	103.7298 T/m ²
	Esf.'Sup =	64.7499 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	166.9615 Tm		
Esf. Sup. =	182.7641 T/m ²	Esf. Inf =	393.7226 T/m ²
	Esf.'Sup =	245.7682 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.0973	13	0.10
e (m)=	0.8287	11	0.15
		0	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	520.39575 T		
Esf. Sup =	-531.4914 T/m ²	Esf. Inf =	2066.1015 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-531.4914		2066.1015			
Po.Po. Trabe	405.7197	-125.7717	-415.5934	1650.5081		
Losa-Diafrag.	260.3703	134.5986	-266.7067	1383.8014		
C.M.A.	48.1509	182.7494	-103.7298	1280.0716	64.7499	
C. Viva	182.7641	365.5136	-393.7226	886.3490	245.7682	310.5180

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1182.6109 Kg/cm ²	%Per. In. = 8.2990
Fluencia del concreto:	CRC =	1633.2440 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	123.7449 Kg/cm ²	%Per. total = 24.5841

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	477.2080 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-487.3828		1894.6353	
Po.Po. Trabe	405.7197	-81.6631	-415.5934	1479.0419

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	392.4611 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-400.8290		1558.1689			
Po.Po. Trabe	405.7197	4.8907	-415.5934	1142.5755		
Losa-Diafrag.	260.3703	265.2610	-266.7067	875.8688		
C.M.A.	48.1509	313.4119	-103.7298	772.1390	64.7499	
C. Viva	182.7641	496.1760	-393.7226	378.4164	245.7682	310.5180

Etapa 5 de desadherencia:

$$X = 3.75 \text{ m} \quad xi = 13.60 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	54.3173 Tm		
M _d =	7.0961 Tm		
M _{L-d} =	61.4134 Tm		
Esf. Sup =	182.7339 T/m ²	Esf. Inf. =	187.1809 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	96.4201 Tm		
Esf. Sup =	286.8953 T/m ²	Esf. Inf. =	293.8773 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	31.1048 Tm		
Esf. Sup =	34.0488 T/m ²	Esf. Inf =	73.3501 T/m ²
	Esf.'Sup =	45.7864 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	118.0629 Tm		
Esf. Sup. =	129.2374 T/m ²	Esf. Inf =	278.4118 T/m ²
	Esf.'Sup =	173.7893 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:		Tor/lecho	Y _{base} (m)
		13	0.05
Yacero (m)=	0.0740	12	0.10
e (m)=	0.8520	0	0.15
		0	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	351.61875 T		
Esf. Sup =	-383.4902 T/m ²		Esf. Inf = 1420.9821 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-383.4902		1420.9821			
Po.Po. Trabe	286.8953	-96.5949	-293.8773	1127.1048		
Losa-Diafrag.	182.7339	86.1389	-187.1809	939.9239		
C.M.A.	34.0488	120.1877	-73.3501	866.5738	45.7864	
C. Viva	129.2374	249.4252	-278.4118	588.1620	173.7893	219.5756

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	818.9926 Kg/cm ²	%Per. In. = 5.7473
Fluencia del concreto:	CRC =	1124.2854 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	185.5547 Kg/cm ²	%Per. total = 18.8945

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	331.4101 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-361.4498		1339.3138	
Po.Po. Trabe	286.8953	-74.5545	-293.8773	1045.4365

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	285.1821 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-311.0316		1152.4945			
Po.Po. Trabe	286.8953	-24.1363	-293.8773	858.6172		
Losa-Diafrag.	182.7339	158.5976	-187.1809	671.4363		
C.M.A.	34.0488	192.6463	-73.3501	598.0862	45.7864	
C. Viva	129.2374	321.8838	-278.4118	319.6743	173.7893	219.5756

Etapa 5 de desadherencia:

$$X = 4.35 \text{ m} \quad xi = 13.00 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	61.7865 Tm		
M _d =	8.2315 Tm		
M _{L-d} =	70.0181 Tm		
Esf. Sup =	208.3368 T/m ²		Esf. Inf. = 213.4069 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	109.6790 Tm		
Esf. Sup =	326.3469 T/m ²		Esf. Inf. = 334.2890 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	35.3820 Tm		
Esf. Sup =	38.7309 T/m ²		Esf. Inf = 83.4367 T/m ²
	Esf.'Sup =	52.0825 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	134.2980 Tm		
Esf. Sup. =	147.0091 T/m ²		Esf. Inf = 316.6968 T/m ²
	Esf.'Sup =	197.6874 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
	13	0.05	
Yacero (m)=	0.0871	13	0.10
e (m)=	0.8389	5	0.15
		0	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	436.00725 T		
Esf. Sup =	-458.5371 T/m ²	Esf. Inf =	1744.6135 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-458.5371		1744.6135			
Po.Po. Trabe	326.3469	-132.1902	-334.2890	1410.3246		
Losa-Diafrag.	208.3368	76.1466	-213.4069	1196.9176		
C.M.A.	38.7309	114.8775	-83.4367	1113.4810	52.0825	
C. Viva	147.0091	261.8867	-316.6968	796.7841	197.6874	249.7699

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Acortamiento Elástico:	ES =	1016.0518 Kg/cm ²	%Per. In. = 7.1302
Fluencia del concreto:	CRC =	1414.6227 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	151.3319 Kg/cm ²	%Per. total = 22.0747

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	404.9191 T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-425.8425		1620.2193	
Po.Po. Trabe	326.3469	-99.4956	-334.2890	1285.9303

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	339.7601 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-357.3165		1359.4957			
Po.Po. Trabe	326.3469	-30.9696	-334.2890	1025.2067		
Losa-Diafrag.	208.3368	177.3672	-213.4069	811.7998		
C.M.A.	38.7309	216.0981	-83.4367	728.3631	52.0825	
C. Viva	147.0091	363.1072	-316.6968	411.6663	197.6874	249.7699

Etapa 6 de desadherencia:

$$X = 2.60 \text{ m} \quad x_i = 14.75 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	39.0593 Tm		
M _d =	4.9200 Tm		
M _{L-d} =	43.9793 Tm		
Esf. Sup =	130.8591 T/m ²	Esf. Inf. =	134.0437 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	69.3352 Tm		
Esf. Sup =	206.3051 T/m ²	Esf. Inf. =	211.3258 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	22.3673 Tm		
Esf. Sup =	24.4843 T/m ²	Esf. Inf =	52.7457 T/m ²
	Esf.'Sup =	32.9248 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	84.8985 Tm		
Esf. Sup. =	92.9340 T/m ²	Esf. Inf =	200.2046 T/m ²
	Esf.'Sup =	124.9710 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo					
Distribución de torones:		Tor/lecho	Y _{base} (m)		
		13	0.05		
Yacero (m)=	0.0658	6	0.10		
e (m)=	0.8602	0	0.15		
		0	0.20		
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)					
P =	267.23025	T			
Esf. Sup =	-297.9810	T/m ²	Esf. Inf =	1086.6338	T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-297.9810		1086.6338			
Po.Po. Trabe	206.3051	-91.6760	-211.3258	875.3080		
Losa-Diafrag.	130.8591	39.1831	-134.0437	741.2643		
C.M.A.	24.4843	63.6674	-52.7457	688.5185	32.9248	
C. Viva	92.9340	156.6015	-200.2046	488.3139	124.9710	157.8958

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352	Kg/cm ²
Acortamiento Elástico:	ES =	638.8138	Kg/cm ² %Per. In. = 4.4829
Fluencia del concreto:	CRC =	886.5106	Kg/cm ²
Relajación del acero:	CRS =	215.4613	Kg/cm ² %Per. total = 16.1714

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial				
P =	255.2506	T		
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-284.6228		1037.9210	
Po.Po. Trabe	206.3051	-78.3178	-211.3258	826.5953

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	224.0154	T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-249.7934		910.9102			
Po.Po. Trabe	206.3051	-43.4883	-211.3258	699.5844		
Losa-Diafrag.	130.8591	87.3708	-134.0437	565.5406		
C.M.A.	24.4843	111.8551	-52.7457	512.7949	32.9248	
C. Viva	92.9340	204.7891	-200.2046	312.5903	124.9710	157.8958

Etapa 6 de desadherencia:

$$X = 3.20 \text{ m} \quad xi = 14.15 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos					
a) Losa-Diafragma:					
M _L =	47.1744	Tm			
M _d =	6.0554	Tm			
M _{L-d} =	53.2298	Tm			
Esf. Sup =	158.3837	T/m ²	Esf. Inf. =	162.2382	T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:					
M _t =	83.7406	Tm			
Esf. Sup =	249.1679	T/m ²	Esf. Inf. =	255.2317	T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:					
M _{ca} =	27.0144	Tm			
Esf. Sup =	29.5713	T/m ²	Esf. Inf =	63.7044	T/m ²
	Esf.'Sup =	39.7653	T/m ²		
d) Carga Viva:					
F. Impacto =	1.2093				
F. Con. =	0.5800				
M _{dv} =	102.5374	Tm			
Esf. Sup. =	112.2424	T/m ²	Esf. Inf =	241.8000	T/m ²
	Esf.'Sup =	150.9356	T/m ²		

Cálculo de Presfuerzo			
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)	
Yacero (m)=	0.0740	13	0.05
e (m)=	0.8520	12	0.10
		0	0.15
		0	0.20
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)			
P =	351.61875 T		
Esf. Sup =	-383.4902 T/m ²	Esf. Inf =	1420.9821 T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-383.4902		1420.9821			
Po.Po. Trabe	249.1679	-134.3223	-255.2317	1165.7504		
Losa-Diafrag.	158.3837	24.0614	-162.2382	1003.5122		
C.M.A.	29.5713	53.6327	-63.7044	939.8078	39.7653	
C. Viva	112.2424	165.8751	-241.8000	698.0078	150.9356	190.7009

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352 Kg/cm ²	
Akortamiento Elástico:	ES =	846.0162 Kg/cm ²	%Per. In. = 5.9370
Fluencia del concreto:	CRC =	1189.3710 Kg/cm ²	
Relajación del acero:	CRS =	179.5981 Kg/cm ²	%Per. total = 19.4991

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial					
P =	330.7433 T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	
Presfuerzo.	-360.7226		1336.6190		
Po.Po. Trabe	249.1679	-111.5547	-255.2317	1081.3873	

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	283.0563 T					
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-308.7131		1143.9035			
Po.Po. Trabe	249.1679	-59.5452	-255.2317	888.6718		
Losa-Diafrag.	158.3837	98.8385	-162.2382	726.4336		
C.M.A.	29.5713	128.4098	-63.7044	662.7292	39.7653	
C. Viva	112.2424	240.6522	-241.8000	420.9292	150.9356	190.7009

Etapa 7 de desadherencia:

$$X = 17.35 \text{ m} \quad xi = 0 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos			
a) Losa-Diafragma:			
M _L =	140.8785 Tm		
M _d =	21.8876 Tm		
M _{L-d} =	162.7662 Tm		
Esf. Sup =	484.3063 T/m ²	Esf. Inf. =	496.0925 T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:			
M _t =	250.0775 Tm		
Esf. Sup =	744.0986 T/m ²	Esf. Inf. =	762.2072 T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:			
M _{ca} =	80.6740 Tm		
Esf. Sup =	88.3097 T/m ²	Esf. Inf =	190.2426 T/m ²
	Esf.'Sup =	118.7526 T/m ²	
d) Carga Viva:			
F. Impacto =	1.2093		
F. Con. =	0.5800		
M _{dv} =	306.2109 Tm		
Esf. Sup. =	335.1933 T/m ²	Esf. Inf =	722.0956 T/m ²
	Esf.'Sup =	450.7440 T/m ²	

Cálculo de Presfuerzo					
Distribución de torones:		Tor/lecho	Y _{base} (m)		
		13	0.05		
Yacero (m)=	0.0658	6	0.10		
e (m)=	0.8602	0	0.15		
		0	0.20		
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)					
P =	267.23025	T			
Esf. Sup =	-297.9810	T/m ²	Esf. Inf =	1086.6338	T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-297.9810		1086.6338			
Po.Po. Trabe	744.0986	446.1175	-762.2072	324.4266		
Losa-Diafrag.	484.3063	930.4238	-496.0925	-171.6659		
C.M.A.	88.3097	1018.7336	-190.2426	-361.9086	118.7526	
C. Viva	335.1933	1353.9269	-722.0956	-1084.0042	450.7440	569.4966

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:		SH =	563.6352 Kg/cm ²
Acortamiento Elástico:		ES =	249.8891 Kg/cm ²
Fluencia del concreto:		CRC =	-54.1909 Kg/cm ²
Relajación del acero:		CRS =	301.3889 Kg/cm ²
		%Per. In. =	1.7536
		%Per. total =	7.4437

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial					
P =	262.5441	T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	
Presfuerzo.	-292.7556		1067.5785		
Po.Po. Trabe	744.0986	451.3430	-762.2072	305.3713	

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	247.3385247	T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-275.8003365		1005.748388			
Po.Po. Trabe	744.0985887	468.2982521	-762.2071826	243.5412058		
Losa-Diafrag.	484.3062959	952.604548	-496.0925111	-252.5513053		
C.M.A.	88.3097221	1040.91427	-190.2426457	-442.793951	118.7526038	
C. Viva	335.1933197	1376.10759	-722.095625	-1164.889576	450.7440241	569.4966279

Etap 7 de desadherencia:

$$X = 17.95 \text{ m} \quad xi = -0.60 \text{ m}$$

Cálculo de Esfuerzos					
a) Losa-Diafragma:					
M _L =	140.7101	Tm			
M _d =	21.8876	Tm			
M _{L-d} =	162.5977	Tm			
Esf. Sup =	483.8050	T/m ²	Esf. Inf. =	495.5790	T/m ²
b) Peso Propio de Trabe:					
M _t =	249.7784	Tm			
Esf. Sup =	743.2087	T/m ²	Esf. Inf. =	761.2956	T/m ²
c) Carga Muerta Adicional:					
M _{ca} =	80.5776	Tm			
Esf. Sup =	88.2041	T/m ²	Esf. Inf =	190.0151	T/m ²
	Esf.'Sup =	118.6106	T/m ²		
d) Carga Viva:					
F. Impacto =	1.2093				
F. Con. =	0.5800				
M _{dv} =	305.8447	Tm			
Esf. Sup. =	334.7925	T/m ²	Esf. Inf =	721.2321	T/m ²
	Esf.'Sup =	450.2050	T/m ²		

Cálculo de Presfuerzo					
Distribución de torones:	Tor/lecho	Y _{base} (m)			
		13	0.05		
Yacero (m)=	0.0658	6	0.10		
e (m)=	0.8602	0	0.15		
		0	0.20		
Esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo (sin considerar pérdidas)					
P =	267.23025	T			
Esf. Sup =	-297.9810	T/m ²	Esf. Inf =	1086.6338	T/m ²

Resumen de Esfuerzos						
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-297.9810		1086.6338			
Po.Po. Trabe	743.2087	445.2277	-761.2956	325.3381		
Losa-Diafrag.	483.8050	929.0326	-495.5790	-170.2409		
C.M.A.	88.2041	1017.2368	-190.0151	-360.2560	118.6106	
C. Viva	334.7925	1352.0292	-721.2321	-1081.4881	450.2050	568.8156

Cálculo de Pérdidas			
Contracción:	SH =	563.6352	Kg/cm ²
Acortamiento Elástico:	ES =	250.5326	Kg/cm ² %Per. in. = 1.7581
Fluencia del concreto:	CRC =	-52.6900	Kg/cm ²
Relajación del acero:	CRS =	301.2495	Kg/cm ² %Per. total = 7.4577

Revisión de Esfuerzos en Etapa Inicial					
P =	262.5320	T			
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	
Presfuerzo.	-292.7422		1067.5294		
Po.Po. Trabe	743.2087	450.4665	-761.2956	306.2338	

Revisión de Esfuerzos en Etapa Final						
P =	247.3009234	T				
Carga	E. S.(T/m ²)	E. S. A.(T/m ²)	E. I.(T/m ²)	E. I. A.(T/m ²)	E.'S.(T/m ²)	E.'S. A.(T/m ²)
Presfuerzo.	-275.7584084		1005.595491			
Po.Po. Trabe	743.2087034	467.450295	-761.2956408	244.2998501		
Losa-Diafrag.	483.8049883	951.2552833	-495.5790035	-251.2791534		
C.M.A.	88.2041104	1039.459394	-190.01513	-441.2942834	118.6105848	
C. Viva	334.792454	1374.251848	-721.2320536	-1162.526337	450.2049685	568.8155533

Una vez habiendo revisado las secciones en donde se calculó la desadherencia de los torones así como la desadherencia real que comienza a partir de 0.60 m de donde se enductan los torones, se observó que los esfuerzos son aceptables; por lo tanto se acepta el presfuerzo.

Refuerzo por tensión diagonal

Se revisara la sección de las trabes en el área de apoyos en donde el cortante es mayor; por lo tanto se tiene que:

Cortante último por cargas:

$$Vu = \left(\frac{1.3}{0.9}\right) \left(56.34 + \frac{5}{3} 37.50\right) = 175.64 \text{ ton}$$

$$Vcm = Pp \text{ de trabe} + P \text{ losa y diafragmas} + P \text{ muerta adicional} =$$

Pp trabe:

$$Wt = 0.6923 \times 2.4 = 1.66 \text{ ton} - m$$

$$Mt = \frac{1.66 \times 34.7^2}{8} = 249.84 \text{ ton/m}$$

$$Vt = \frac{1.66 \times 34.70}{2} = 28.80 \text{ ton}$$

P losa y diafragma:

$$Wl = 0.20 \times 1.95 \times 2.4 = 0.936 \text{ ton} - m$$

$$Ml = \frac{0.936 \times 34.70^2}{8} = 140.87 \text{ ton/m}$$

$$Vl = \frac{0.936 \times 34.70}{2} = 16.24 \text{ ton}$$

$$Wdiaf = 1.63 \times 1.70 \times 0.30 \times 2.4 = 2 \text{ ton}$$

$$Mdiaf = 2 \times 11.50 = 23 \text{ ton} - m$$

$$Vdiaf = 2 \text{ ton}$$

Momentos y cortantes totales:

$$Mlyd = 140.87 + 23 = 163.87 \text{ ton}$$

$$Vlyd = 16.24 + 2 = 18.24 \text{ ton}$$

Carga muerta adicional:

$$Mcma = \frac{(0.04 + 0.10 + 0.3960) \times 34.70^2}{8} = 80.67 \text{ ton} - m$$

$$Vcma = \frac{(0.04 + 0.10 + 0.3960) \times 34.70}{2} = 9.30 \text{ ton} - m$$

$$Vcm = 28.80 + 18.24 + 9.30 = 56.34 \text{ ton}$$

$$Vcv = 37.50 \text{ ton}$$

Acero de refuerzo

El esfuerzo cortante se resistirá teóricamente con los estribos, sin considerar la contribución del concreto.

Para el diseño de los estribos colocaremos estribos de 2R (2 ramas) del No 4c:

$$V = \frac{Avfsjd}{s} \rightarrow S = \frac{Avfsjd}{v} = \frac{(4)(1.27)(4000)(0.896)(170)}{175640} = 17.62 \text{ cm.}$$

La separación máxima con la que armara las trabes será de 17 cm en los extremos en donde el cortante es máximo.

Revisión por momento último

$$b = 164 \text{ cm}$$

$$G = 0.28$$

$$Be = 0.80$$

$$d = 100 \times (1.83 + 0.20 - 0.1316) = 189.84 \text{ cm}$$

$$b' = 107 \text{ cm}$$

$$As = 57 \times 0.987 = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{56.26}{164 \times 189.84} = 0.001807$$

$$f_{su} = 19000 \left(1 - \left(\frac{0.28}{0.80} \right) \left(\frac{0.001807 \times 19000}{350} \right) \right) = 18,350.86 \text{ kg/cm}^2$$

Localización del eje neutro

$$eje = \frac{56.26 \times 18350.86}{0.85 \times 350 \times 164} = 21.05 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

∴ Se considera una viga "T"

Por lo tanto:

$$Asf = \frac{0.85 \times 350 \times (164 - 20) \times 18}{18350.86} = 42 \text{ cm}^2$$

$$Asr = 56.26 - 42 = 14.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} Mn &= 56.259 \times 18350.86 \times 189.84 \left(1 - \frac{0.6 \times 56.259 \times 18350.86}{107 \times 189.84 \times 350}\right) + \\ &+ 0.85 \times 350 \times (164 - 107) \times 100 \times 0.20 \times (189.84 - 0.5 \times 100 \times 0.20) = \\ &= 240,771,751 \text{ kg} - \text{cm} \end{aligned}$$

$$MUR = 0.90 \times 240,771,751 = 216,694,575.9 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$MU = 1.3 \left(162.76 + 250 + 80.67 + \frac{5}{3} 306.21\right) 100000 = 130,502,982.3 \text{ kg} - \text{cm}$$

Entonces se tiene que:

$$MU = 130,502,982.3 \text{ kg} - \text{cm} < MUR = 216,694,575.9 \text{ kg} - \text{cm}$$

Después de haber revisado las secciones de desadherencia de los torones así como los elementos mecánicos y esfuerzos existentes en la trabe se acepta el refuerzo y el presfuerzo proyectado para soportar los requerimientos de carga de la trabe.

E) SUPERESTRUCTURA: LOSA

En esta memoria de cálculo se analizará la sección de la losa entre traveses para revisar el armado de la misma y determinar si es suficiente, esta es una losa maciza de concreto armado de 20 cm de ancho apoyada sobre 3 traveses AASHTO tipo VI con una carga viva de proyecto T3-S2-R4. Rigurosamente se tendría que analizar la sección de la losa que no está apoyada sobre los patines superiores de las traveses que en este caso ese pequeño claro es de 88 cm, sin embargo a modo de dar factor de seguridad analizaremos 11 cm más de cada lado del pequeño claro lo que nos da una longitud de análisis de 110 cm.

DATOS DE DISEÑO

- a) CONCRETO F' C _____ 250 (kg/cm²)
- b) ACERO DE REFUERZO L.E _____ 4200 (kg/cm²)
- c) PESO VOL. DEL CONCRETO _____ 2.4 (ton/m³)
- d) PESO VOL. DEL CONCRETO ASFALTICO _____ 2.2 (ton/m³)
- e) CARGA VIVA DEL PROYECTO _____ T3-S2-R4
- f) CARRILES DE TRANSITO _____ UNO
- g) NORMAS DE PROYECTO _____ AASHTO

a) PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

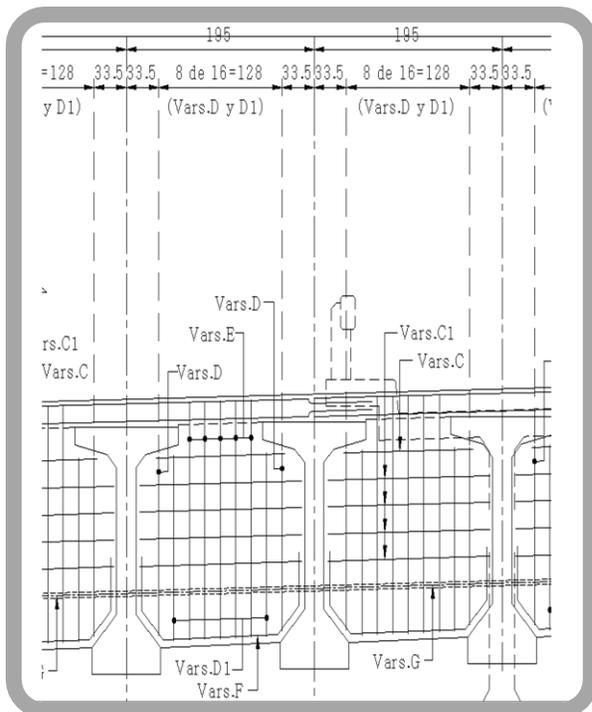


Figura 176: REFUERZO DE DIAFRAGMAS

1) LOSA: $(0.20m)(2.4_{(ton/m^3)})(1m) = 0.48 \text{ ton/m}$

2) CARPETA: $(0.10m)(2.2_{ton/ml})(1m) = 0.22 \text{ ton/m}$

S = 0.70 ton/m

Por lo tanto el momento por carga muerta para un claro de 1.1 m se calcula de la siguiente forma:

$$M_{CM} = \frac{0.7 \times 1.1^2}{10} = 0.09 \text{ ton} - m/m$$

Y el cortante para un claro de 1.1 m queda de la siguiente forma:

$$V_{CM} = \frac{0.7 \times 1.1}{2} = 0.39 \text{ ton/m}$$

b) Carga viva

Se tomara una fuerza de impacto del 30% y debido a que la carga viva de diseño es la T3-S2-R4 el cortante que deberá aplicarse será de 8.4 ton. Por lo que el momento por carga viva es:

$$S = 1.1 \times 3.28 = 3.6 \text{ pies}$$

$$M_{CV} = \frac{3.6 + 2}{32} \times 8.4 \times 1.3 = 1.91 \text{ ton} - m/m$$

c) Elementos mecánicos totales

$$M_T = 0.09 + 1.91 = 2 \text{ ton} - m/m$$

d) Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{2000}{13.8}} = 12 < 20 - 5 = 15 \text{ cm}$$

¡Por lo tanto cumple!

e) Refuerzo

$$A_s = \frac{2 \times 10^5}{2000 \times 0.896 \times 15} = 7.44 \frac{cm^2}{m}$$

Por lo tanto si colocamos varillas del 4c @ 20 cm de separación:

$$1.27 \times 6 = 7.62 > 7.44 \text{ cm}^2$$

¡Por lo tanto cumple!

f) Acero de distribución

El acero de distribución se coloca perpendicular al acero de refuerzo principal y se calcula de la siguiente manera:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{3.28} \times 1.1} = 110\% > 67\% \therefore \text{Se tomara el } 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 \times 7.44 = 4.9 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto se armará con varillas 4c @ 28 cm de separación.

$$1.27 \times 4 = 5.08 > 4.9 \text{ cm}^2$$

¡Por lo tanto cumple!

F) SUPERESTRUCTURA: VOLADO DE LOSA

En esta memoria de cálculo se analizará la sección de la losa que está en voladizo para revisar el armado de la misma y determinar si es suficiente, esta es una losa maciza de concreto armado de 20 cm de ancho apoyada sobre 3 traveses AASHTO tipo VI con una carga viva de proyecto T3-S2-R4.

DATOS DE DISEÑO

a) CONCRETO F' C	250	(kg/cm ²)
b) ACERO DE REFUERZO L.E	4200	(kg/cm ²)
c) PESO VOL. DEL CONCRETO	2.4	(ton/m ³)
d) PESO VOL. DEL CONCRETO ASFÁLTICO	2.2	(ton/m ³)
e) CARGA VIVA DEL PROYECTO	T3-S2-R4	
f) CARRILES DE TRANSITO	UNO	
g) ANCHO DE CALZADA	5.3	m
h) ANCHO DE BANQUETA	1	m
i) ANCHO TOTAL	6.3	m
j) NORMAS DE PROYECTO	AASHTO	

PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

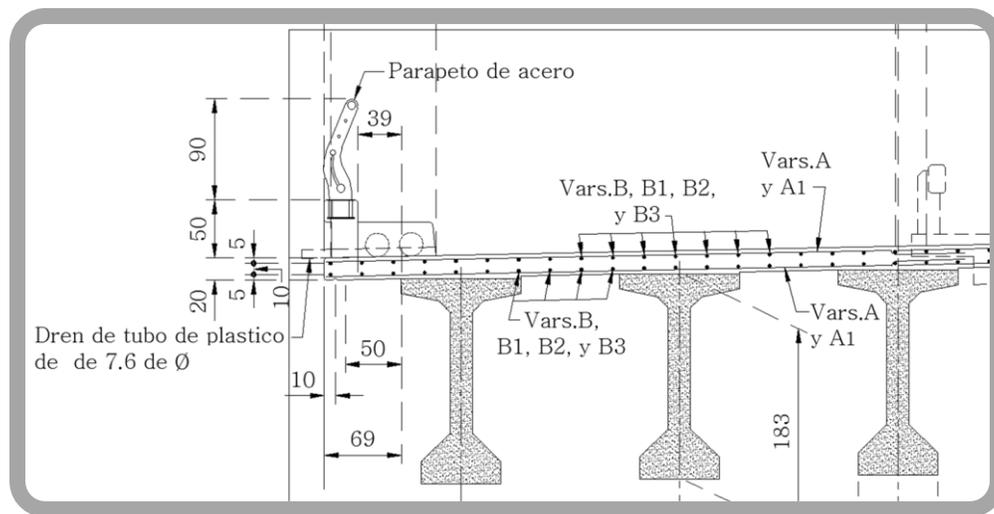


Figura 177: DETALLE DEL VOLADO DE LA LOSA

1) LOSA: (0.69m) (0.20m) (2400(kg/m ³)) (1m)	331 kg/m
2) GUARNICIÓN: (330 (kg/ml)) (1)	330 kg/m
4) BANQUETA: (0.08 m ²) (1m) (2400 (kg/m ³))	192 kg/m
4) PARAPETO: (250 (kg/ml)) (1m)	250 kg/m

$\Sigma = 1,103 \text{ kg-m}$

Cálculo de momento por carga muerta

Momento por carga muerta en el volado de la losa			
Elemento	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
Losa	331	0.35	115.85
Guarnición	330	0.5	165
Banqueta	192	0.2	38.4
Parapeto	250	0.5	125
Σ	1103		444.25

El cortante por carga muerta es: **$V_{CM}=1,103 \text{ kg}$**

Calculo del momento por carga viva

De acuerdo con las especificaciones AASHTO la carga viva deberá colocarse a 30 cm del paño de la guarnición entonces:

$$Impacto = I = \frac{15.24}{x + 38.10} \leq 30$$

$$x = 69 - 30 - 30 = 9 \text{ cm}$$

$$Impacto = I = \frac{15.24}{0.09 + 38.10} = 0.39 < 30 \rightarrow I = 30$$

Cuando el refuerzo principal es perpendicular a la dirección del tránsito, cada carga por rueda se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.8x + 1.143$$

Donde:

E= ancho de distribución.

X= Distancia en metros desde la carga hasta el punto de apoyo.

Por lo tanto:

$$E = (0.8)(0.09) + 1.143 = 1.215 \text{ m}$$

$$M_{CV+I} = \frac{P \times I}{E} = \frac{8400 \times 0.09 \times 1.3}{1.215} = 808.88 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto el momento total es:

$$M_T = 444.25 + 808.88 = 1,253 \text{ kg} - m$$

Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{125300}{13.8 \times 100}} = 9.52 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

¡Por lo Tanto Cumple!

Acero negativo

$$A_s = \frac{125300}{2100 \times 0.896 \times 15} = 4.44 \text{ cm}^2$$

Se armará con varillas de 4c que tienen una área de 1.26 cm², por lo tanto:

$$sep = \frac{100 \times 1.26}{4.44} = 28.37 \approx 28 \text{ cm}$$

Por lo tanto se armará con varillas del 4c @ 28 cm en sentido longitudinal y varillas del 4c @ 20 cm en sentido transversal.

G) SUPERESTRUCTURA: DIAFRAGMAS

Los diafragmas son elementos estructurales que están colocados en forma transversal a las traveses y que tienen la función de mantener unidas a las traveses y evitar los desplazamientos entre estas; para que de esta manera la superestructura se comporte como un elemento sólido.

Para este proyecto se colocaron tres diafragmas por claro, dos extremos y uno intermedio. El ancho de los diafragmas es de 30 cm y su altura será de 162 cm. Cada diafragma está ligado a las traveses en el sentido transversal mediante una varilla de 6 C lisa o corrugada galvanizada unida a un perno de acero galvanizado de 30 cm de longitud con rosca en los extremos, donde es colocada una rondana galvanizada con una tuerca hexagonal galvanizada de 3.5 x 3.0 x 1.6 colocada a 6 toneladas de presión. Esto está alojado dentro de unos ductos de 3.2 cm, de diámetro que se dejan preparados en la parte inferior de los diafragmas colocados en campo. Debido a que los diafragmas no trabajan a flexión, a torsión, ni están sujetos a un cortante, solo se diseñaron por especificación. Es por eso que solo se revisarán por temperatura

Refuerzo por temperatura

El refuerzo mínimo por temperatura, según las normas AASHTO para el proyecto de puentes carreteros lo obtenemos de la siguiente manera.

$$As_{temp} = 0.0025bd$$

Donde: b = ancho de análisis (100 cm)

Considerando un recubrimiento de 5 cm se tiene que: d = peralte efectivo = 25 cm.

Por lo tanto:

$$As_{temp} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4c cuya área es de: $as = 1.27 \text{ cm}^2$, por lo que la separación entre varillas es de:

$$S = \frac{as \times 100}{As} = \frac{1.27 \times 100}{6.25} = 20.32 \text{ cm}$$

Debido a la estructuración las varillas se colocarán a 22 cm de separación.

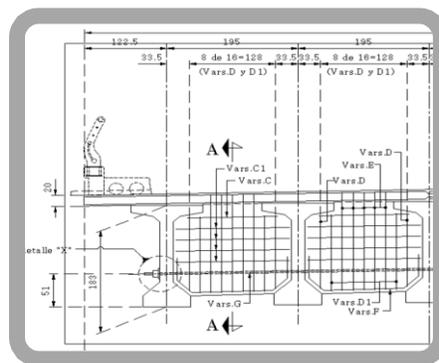


Figura 178: VISTA EN CORTE DE DIAFRAGMAS

3.5) Pavimentos

El pavimento es la superficie de rodamiento para los distintos tipos de vehículos que circulan sobre el puente; formada regularmente por el agrupamiento de distintos tipos de capas de materiales destinados a distribuir y transmitir las cargas aplicadas por el tránsito al cuerpo del terraplén y en nuestro caso a las traveses y la subestructura del puente.

Existen dos tipos de pavimentos: los flexibles (asfalto) y los rígidos (concreto hidráulico), la diferencia entre los tipos de pavimentos es la resistencia que presenta cada uno a la flexión.

En el caso del proyecto realizado para la ampliación de sección del puente Cadereyta es usual que se proyecte una superficie de rodamiento de concreto asfáltico a la hora del cálculo del peso de la superestructura, esto es debido a que se anticipa este peso de carga muerta por carpeta asfáltica en el supuesto de que en el futuro se le coloque una carpeta al puente, sin embargo se tiene contemplado que en el puente el tránsito circule directamente sobre la losa de la superestructura.

Por este motivo se revisará el espesor de la losa por el método de diseño de la P.C.A. (Portland Cement Association) simplificado; el cual es básicamente unas tablas de diseño basadas en volúmenes de tránsito mixto que representan diferentes categorías de calles y carreteras. Los factores de seguridad están incorporados a las tablas de diseño, las cuales han sido elaboradas para un periodo de diseño de 20 años.

CATEGORÍAS DE CARGA POR EJE					
Categoría	Descripción de la vía	Tránsito		Máximas cargas por eje, kips (t)	
		TPD (ADT)	* TPD _{vc} (ADTT)	Ejes simples	Ejes tandem
1	Calles residenciales	200-800	25 ó -	22 (10)	36 (16)
	Carreteras secundarias de tránsito bajo y medio				
2	Calles colectoras	700-5000	40 -1000	26 (12)	44 (20)
	Carreteras secundarias de mayor tránsito				
	Vías arterias de bajo tránsito				
3	Vías arterias y carreteras primarias de tránsito medio	3000-12000 (2 carriles)	500-5000+	30 (14)	52 (24)
	Vías expresas de tránsito bajo y medio				
4	Vías arterias primarias y expresas de alto tránsito	3000-20000 (2 carriles)	1500-8000+	34 (16)	60 (27)
		3000-150000 (4 carriles o más)			

Tabla 18: CATEGORÍAS POR CARGA DE EJE

Donde el TDP (ADT) es el tránsito promedio diario en ambas direcciones el cual incluye todos los vehículos y el TDP_{vc} (ADTT) es el tránsito promedio diario en ambas direcciones, de vehículos comerciales (vehículos con 6 o más llantas).

CLASIFICACIÓN DEL SOPORTE

Tipo de soporte	Tipo de suelo	Rango típico de k (pci)
Bajo	Suelo de grano fino donde predominan partículas de limo y arcilla	75-120
Medio	Arenas y mezclas de grava y arena con cantidades moderadas de partículas finas	130-170
Alto	Arenas y mezclas de gravas y arenas relativamente libres de finos plásticos	180-220
Muy alto	Subrasantes protegidas con subbases tratadas con cemento	250-400

Figura 179: CLASIFICACIÓN DEL SOPORTE

Con respecto a la clasificación del soporte tomaremos un tipo de suelo muy alto esto debido a que lo que esta inmediatamente después de la superficie de rodamiento son las trabes.

Una vez teniendo los datos de las condiciones con las que se requiere revisar el espesor de la losa, lo único que queda por hacer es escoger la tabla de diseño que encaje con los datos, que en nuestro caso son los siguientes:

- Arteria Primaria.
- ADT de diseño = 5,000
- ADTT por día = 1,275
- Tipo de Soporte = Muy Alto
- MR del Concreto = 650 (se escogió este módulo de rotura puesto que es el mayor que se presenta en la tabla; sin embargo es mucho menor al que tiene la losa del puente).

Puesto que se espera que las magnitudes de las cargas por eje sean del promedio de las cargas soportadas por las calles arteriales y por la magnitud del ADT se selecciona la categoría 3 de la tabla de categorías de carga por eje. De acuerdo a esto y las condiciones del puente se escogió la tabla 19:

		Sin Berna de Concreto o Sardiné				Con Berna de Concreto o Sardiné				
	Espesor de losa (pulg.)	Soporte de Subrasante - subbase				Espesor de losa (pulg.)	Soporte de Subrasante - subbase			
		Bajo	Medio	Alto	Muy Alto		Bajo	Medio	Alto	Muy Alto
MR = 650 PSI	7.5				250	6.5		83	320	
	8		130	350	1,300	7	52	220	550	1,900
	8.5	160	640	1,600	6,200	7.5	320	1,200	2,900	9,800
	9	700	2,700	7,000	11,500**	8	1,600	5,700	13,800	
	9.5	2,700	10,800			8.5	6,900	23,700**		
	10	9,900								
MR = 600 PSI	8			73	310	6.5			67	
	8.5		140	380	1,500	7		120	440	
	9	160	640	1,700	6,200	7.5		270	680	2,300
	9.5	630	2,500	6,500		8	370	1,300	3,200	10,800
	10	2,300	9,300			8.5	1,600	5,800	14,100	
	10.5	7,700				9	6,600			
MR = 550 PSI	8.5			70	300	7			82	
	9		120	340	1,300	7.5		130	480	
	9.5	120	520	1,300	5,100	8	67	270	670	2,300
	10	460	1,900	4,900	19,100	8.5	330	1,200	2,900	9,700
	10.5	1,600	6,500	17,400		9	1,400	4,900	11,700	
	11	4,900				9.5	5,100	18,600		

Tabla 19: TIPO DE SOPORTE

En donde con el tipo de soporte muy alto muestra una ADTT admisible de 1,300 para un espesor de 8". Por lo tanto:

$$8'' = 20.32 \approx 20 \text{ cm de losa}$$

Por lo que concluimos que es aceptable el espesor de losa proyectado para el tránsito promedio diario.

3.6) Equipamiento

Se puede definir como equipamiento de un puente a todo aquel elemento que ayuda a un mejor desarrollo de la función del puente y que no tiene una función estructural. En este caso por el tipo de puente que tenemos y el clima en donde se ubica el puente se tendrá un equipamiento básico que consiste en:

- Luminarias: El puente contará con cinco postes de iluminación led; con una altura de nueve metros ubicados a 29 metros de separación entre si y en formación de tresbolillo. Los postes estarán situados en ménsulas integradas a los volados de la losa:

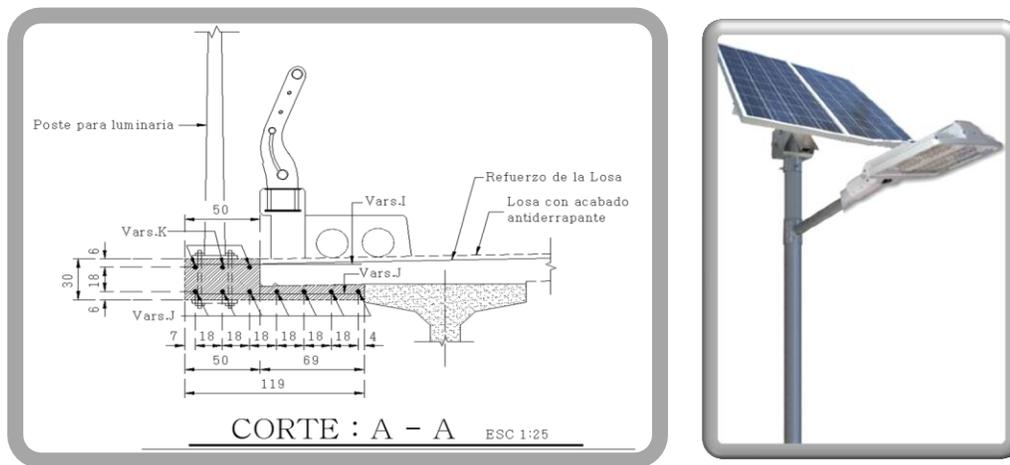


Figura 180: REFUERZO DE MÉNSULAS DE LUMINARIAS

- Señalamiento Horizontal: Se colocaran vialetas, en las rayas separadoras de sentidos de circulación. La vialetas son dispositivos que tienen elementos reflejantes, dispuestos de tal forma que al incidir en ellos la luz proveniente de los faros de los vehículos se refleje hacia los ojos del conductor en forma de un haz luminoso. Se colocan sobre la superficie de rodadura o sobre estructuras, con el fin de incrementar la visibilidad de las marcas durante la noche y en condiciones climáticas adversas.



Figura 181: COLOCACIÓN Y EJEMPLO DE VIALETAS

- Señalamiento Vertical: Se colocaran dos señales viales de información general (SIG) con el nombre del puente, una en cada acceso, estas señales son caracterizadas por tener forma rectangular y un color blanco en el fondo con textos de color negro.

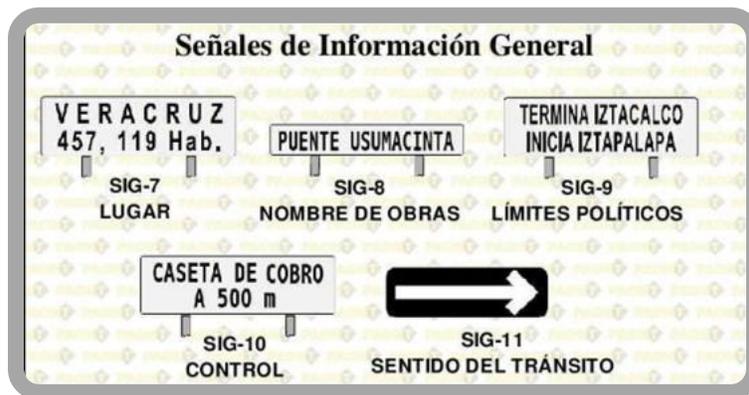


Figura 182: EJEMPLO DE SEÑALES DE INFORMACIÓN GENERAL

Este equipamiento del puente tiene la función de:

- Indicar el nombre de la estructura.
- Ayudar al conductor a identificar las delimitaciones de los carriles.
- Proporcionar al conductor la iluminación necesaria durante la noche para tener una buena visibilidad.
- Prevenir accidentes sobre el puente.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES

CAPÍTULO IV: Conclusiones

El desarrollo del proyecto: “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta” surge por la necesidad de CAPUFE (organismo que está a cargo de la operación y mantenimiento del puente) por cumplir con los requerimientos actuales, tanto de aforo como de servicio, en las estructuras de las que está a cargo, que son precisamente las condiciones del puente, es decir; el puente Cadereyta no cumple con los requerimientos actuales de aforo y servicio. Por estos motivos CAPUFE contrato a SERVER de Ingeniera S.A. de C.V. (empresa donde laboro) para realizar un estudio del puente además de proponer proyectos que solucionaran la problemática antes mencionada.

Por este motivo uno de los puntos más importantes en el desarrollo del proyecto era cumplir con los requerimientos, tanto estructurales como geométricos de la estructura, a los que CAPUFE está acostumbrado, es decir; debido a que en otras ocasiones se ha trabajado en el desarrollo de proyectos de puentes para CAPUFE, por experiencia se tiene el conocimiento de la geometría normalmente aceptada para las secciones de los elementos estructurales así como de la presentación de las memorias de cálculo que respaldan estas secciones. Otro punto que se cuidó fue el de tratar de presentar una investigación lo más completa, actualizada y detallada, en la medida en la que me fue posible; tanto del entorno como de los requerimientos actuales para el puente para que de esta manera el resultado de este proyecto fuera una solución óptima a la problemática actual en el puente.

Este proyecto trata de dar una visión global de lo que constituye en la actualidad un puente, para esto y a sabiendas de que la gran mayoría de los ingenieros y personas no están familiarizadas con lo que es un puente, me vi en la necesidad de partir desde la historia de los puentes en México y en el mundo, pasando por la definición y clasificación hasta el análisis y diseño de cada uno de los elementos de la subestructura y la superestructura que conforman la ampliación de sección del puente Cadereyta.

Para el desarrollo de este proyecto fue necesario estudiar el proyecto carretero de la región, las características geométricas del tramo de localización del puente además de la realización de estudios de campo previos al análisis y diseño como son: estudios topográficos, de cimentación y de tránsito lo cuales son necesarios para poder llevar a cabo la elaboración los dos anteproyectos que resultaron para la resolución de la problemática que presenta el puente. De los dos anteproyectos que resultaron para atender la problemática que presenta el puente Cadereyta se escogió el anteproyecto No. 2: “Ampliación de Sección del Puente Cadereyta”, debido a que con esta alternativa, a pesar de ser la menos económica, se resolverán de manera integral la problemática del puente Cadereyta y lo dejara en condiciones óptimas de seguridad y operación para el usuario.

En lo que se refiere al análisis y diseño, el desarrollo de este proyecto se rige por los Manuales de Diseño de Obras Civiles por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), por las distintas Normas y Especificaciones emitidas por la Secretaría de Comunicaciones Transporte (S.C.T.), así como por las Normas Técnicas de la American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO).

En el proyecto de Ampliación de Sección del Puente Cadereyta en concreto se desarrollaron los siguientes puntos:

- La superestructura se cambió por completo para tener un diseño a base de losa sobre traveses AASHTO tipo VI y se diseñó para 4 bandas de circulación.
- La subestructura se amplió mediante la construcción de nuevos elementos estructurales desde el apoyo no. 1 hasta la pila no. 5 los cuales son cabalotes de dos columnas y en el Estribo 6 se amplió la sección del cuerpo del estribo.
- En la subestructura que se conservó, se ensancharon las columnas de las pilas colocándoles un encamisamiento para aumentar así la sección de la misma.
- Se colocaron losas de acceso y se ensancharon los terraplenes de acceso.

CAPÍTULO V

BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO V: Bibliografía

1. American Association of State Highway and Transportation Officials Highway Bridge, 1996.
2. Comisión de Estudios del Territorio Nacional, Secretaria de Programación y Presupuesto, Carta Edafológica Monterrey G14C26.
3. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, 1993.
4. Juárez Badillo; Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Ed. LIMUSA. México 2005.
5. Principios Fundamentales del Diseño de Concreto Presforzado. Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC).
6. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Cuevas –robles Ed. Limusa
7. Diseño de estructuras de concreto reforzado Wynter – Nilson Ed. Mc –Grawn Hill.
8. Construcción de Puentes en México. Ricardo lázaro Herrera Editado por la S.C.T
9. Geología de México Tomo III. Facultad de Ingeniería de la UNAM Edición México 1981
10. INEGI
11. Urrutia Piña, Arturo. (2010). Análisis y Diseño del Puente Congreso – San Nicolás del Estado de Puebla, Pue. Tesis, Facultad de Ingeniería Civil, UV.
12. Cuellar Jaramillo, Edén Richelieu; Hernández Cruz, Ernesto. (2009). Proyecto del Puente Vehicular El Bejuco de la Carretera Tepic – Mazatlán, Tramo Ent. San Blas – Villa Unión, km 62+745.00, Origen Tepic, Nayarit. Tesis, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco, IPN.

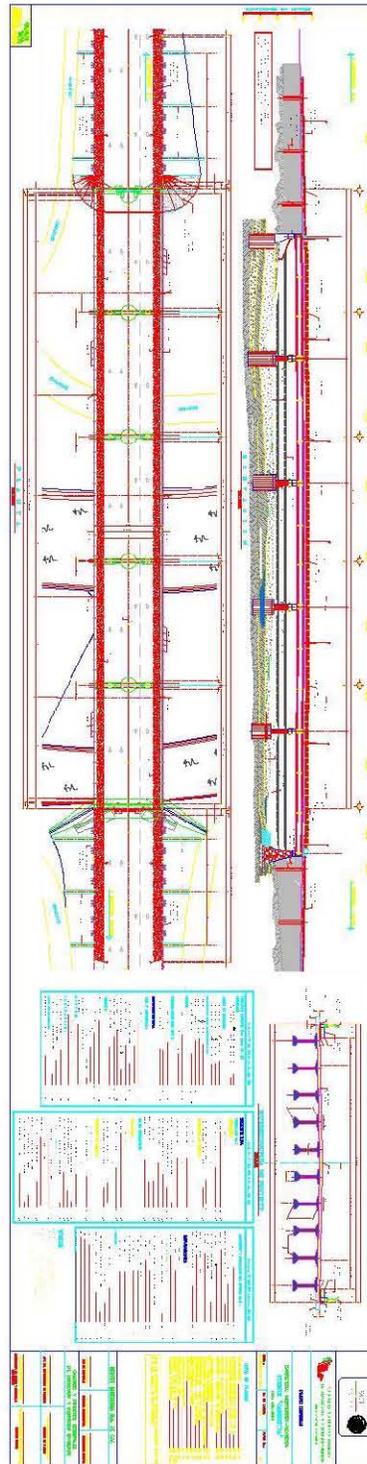
CAPÍTULO VI

ANEXOS

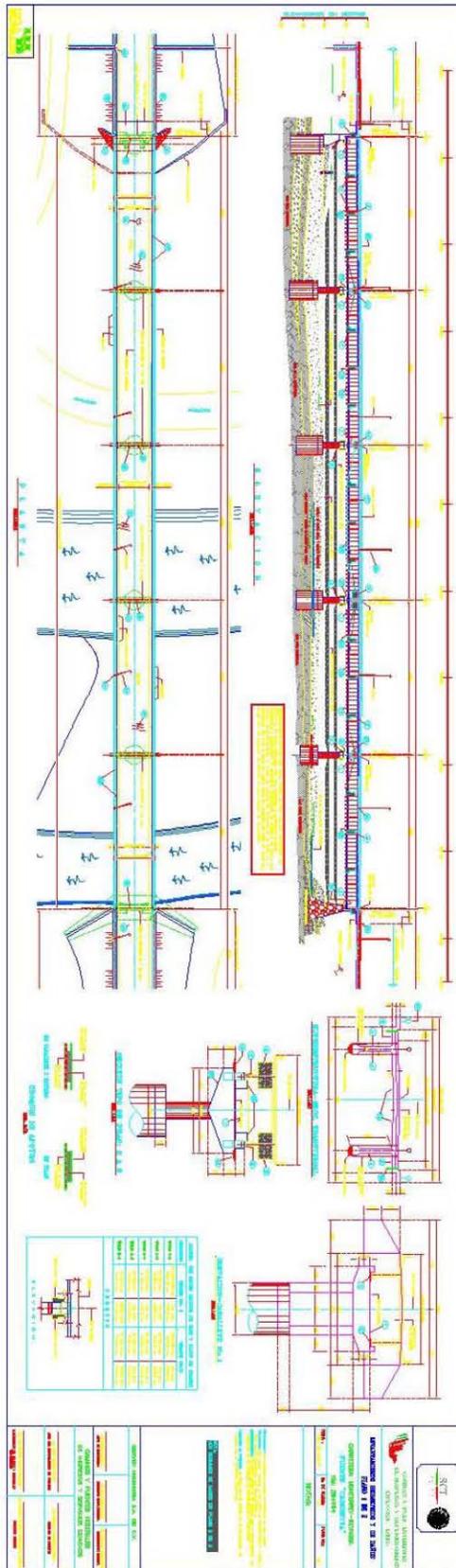
CAPÍTULO VI: Anexos

En este capítulo presento el proyecto ejecutivo (planos) tal cual fue entregado a CAPUFE además de otros elementos que fueron utilizados en el diseño y revisión de las nuevas secciones del puente.

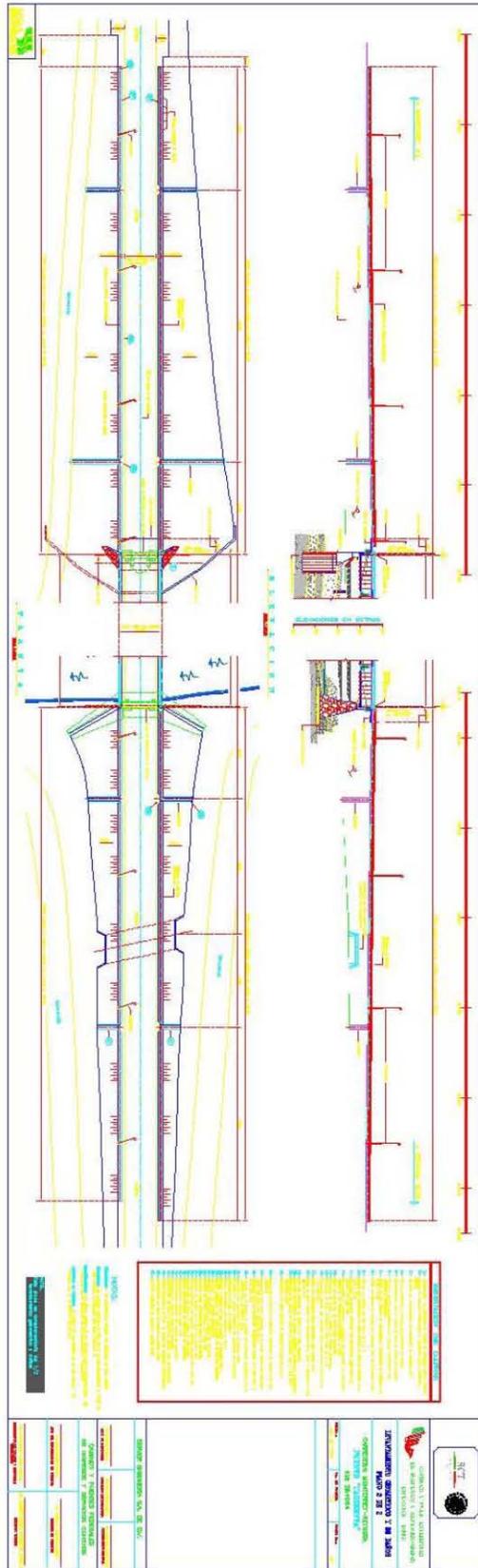
1) Plano general:



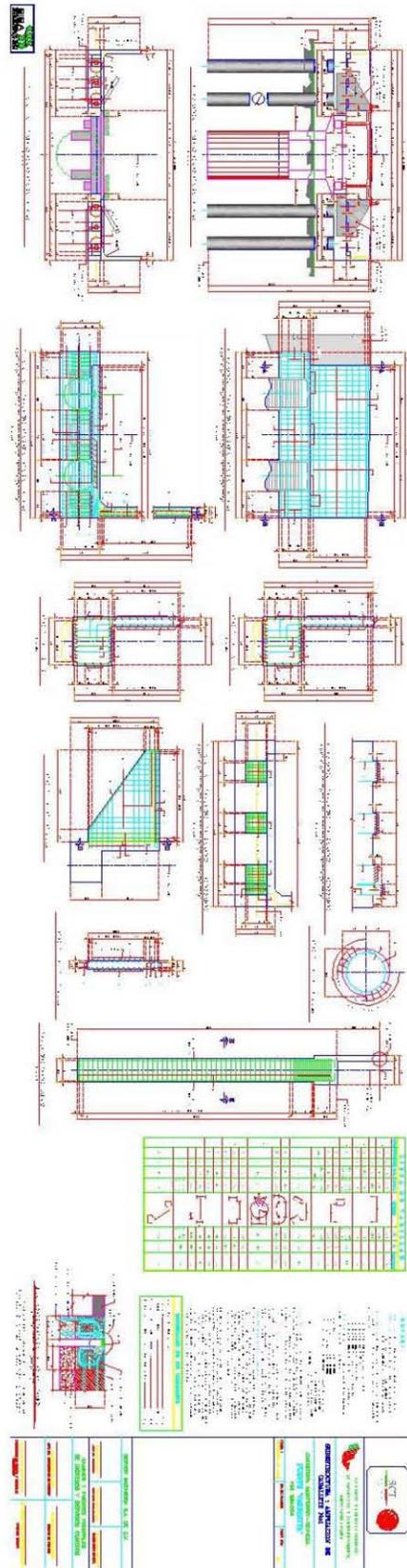
2) Levantamiento geométrico 1 de 2:



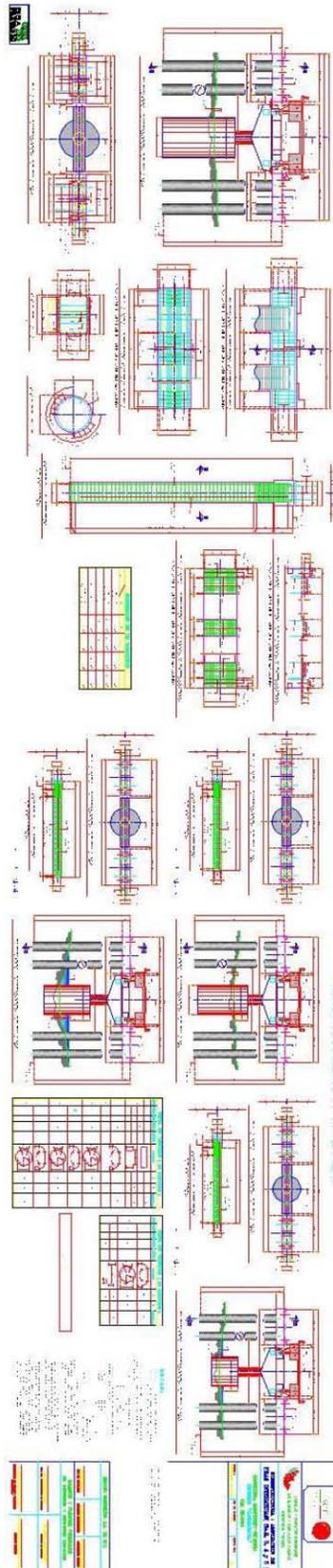
3) Levantamiento geométrico 2 de 2:



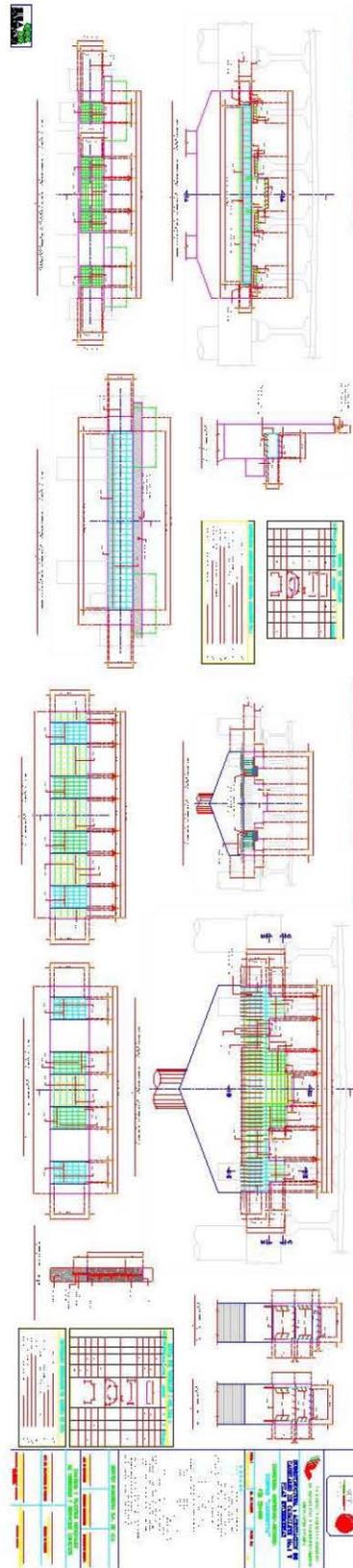
4) Ampliación de caballete No. 1:



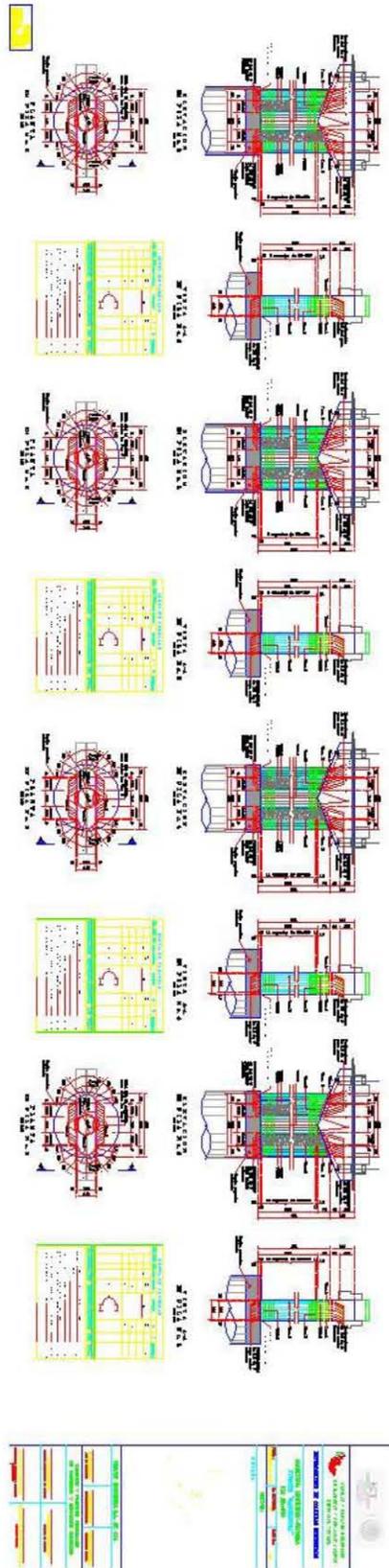
5) Ampliación de pilas intermedias:



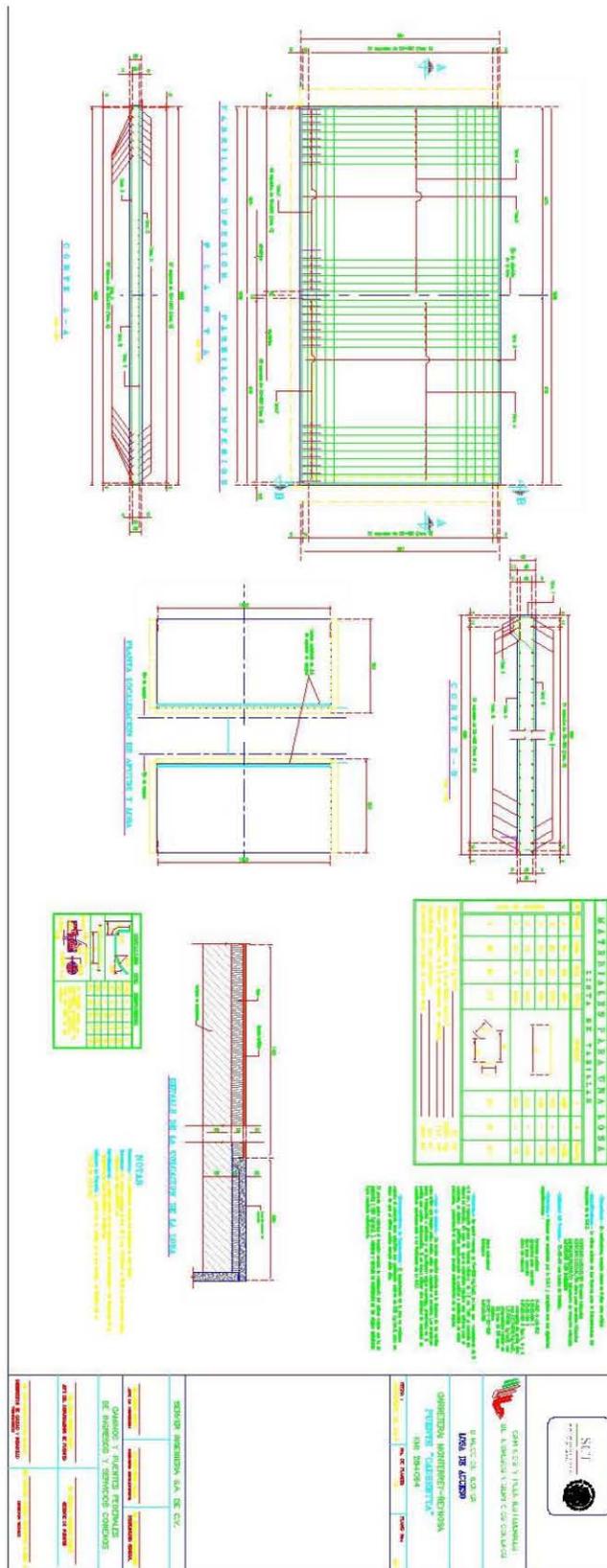
7) Adecuación de cabezales de pilas y caballete No. 1:



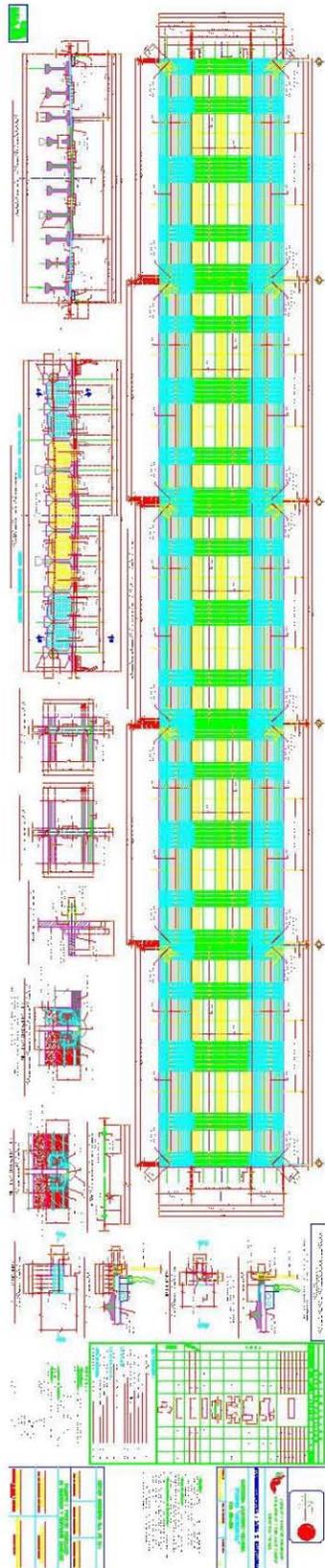
8) Reforzamiento de columnas de pilas intermedias:



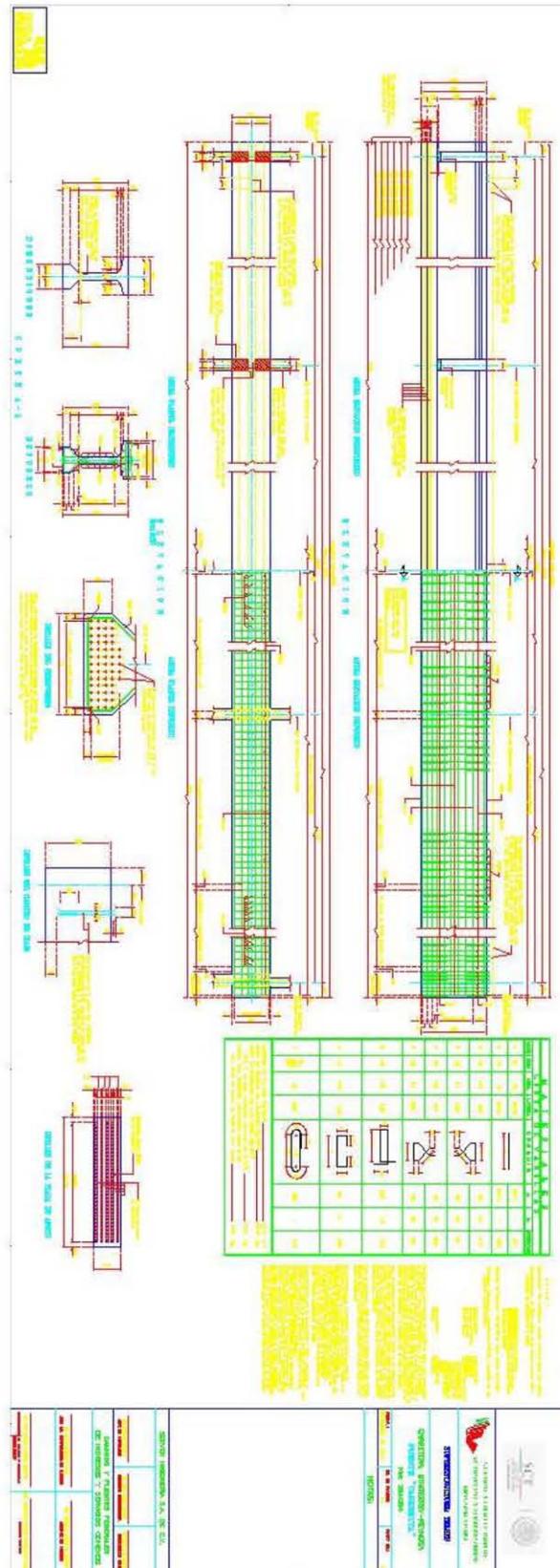
9) Superestructura losa de acceso:



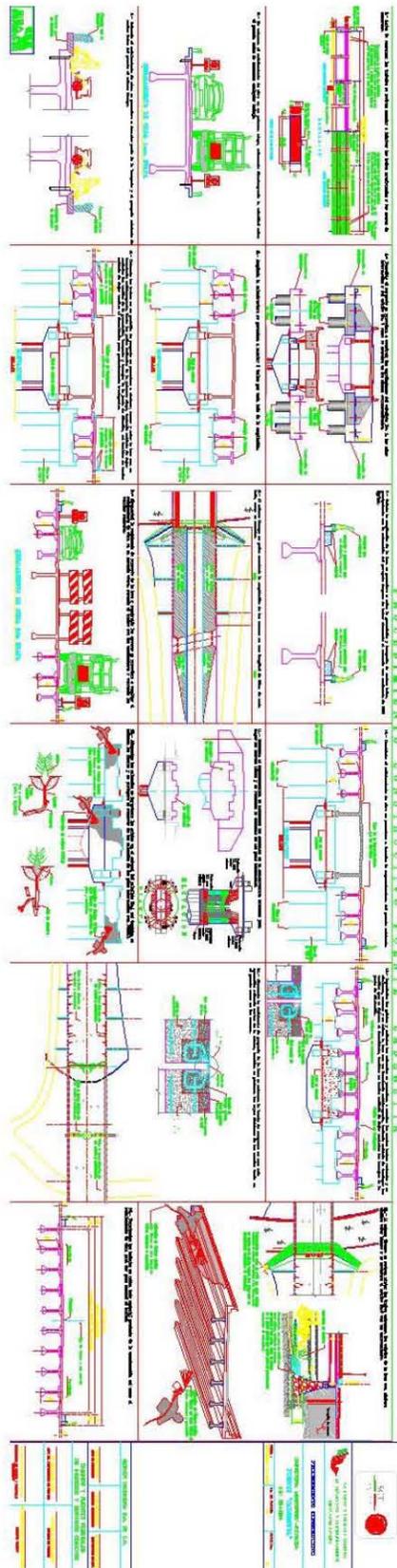
10) Superestructura losa y diafragmas:



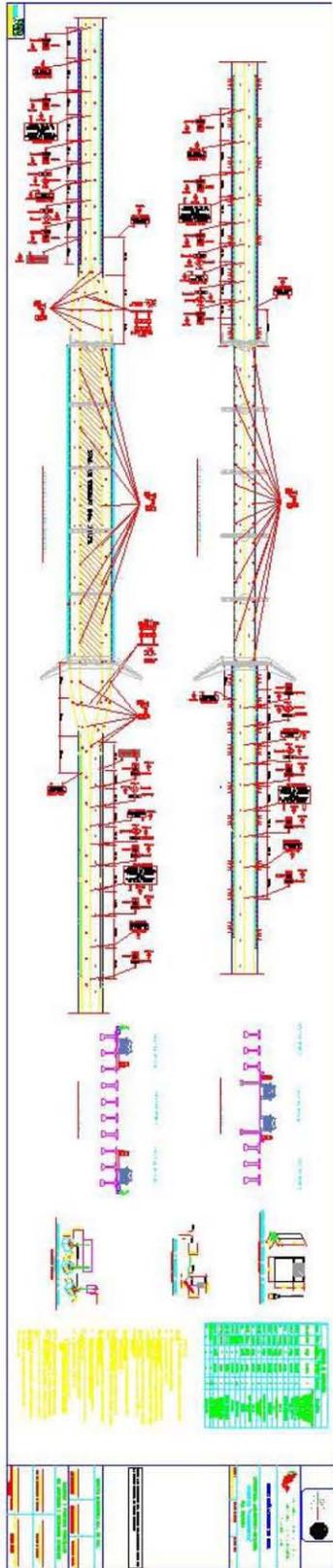
11) Superestructura traveses:



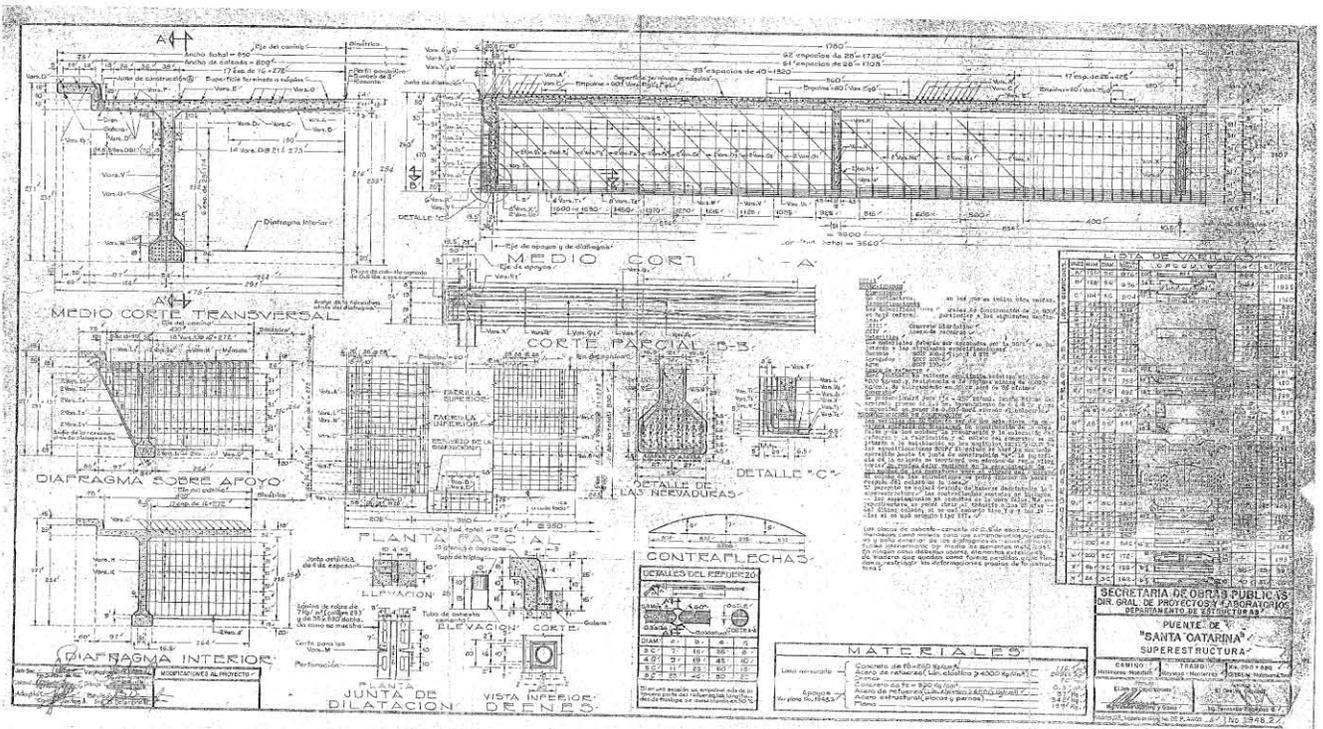
13) Procedimiento constructivo:



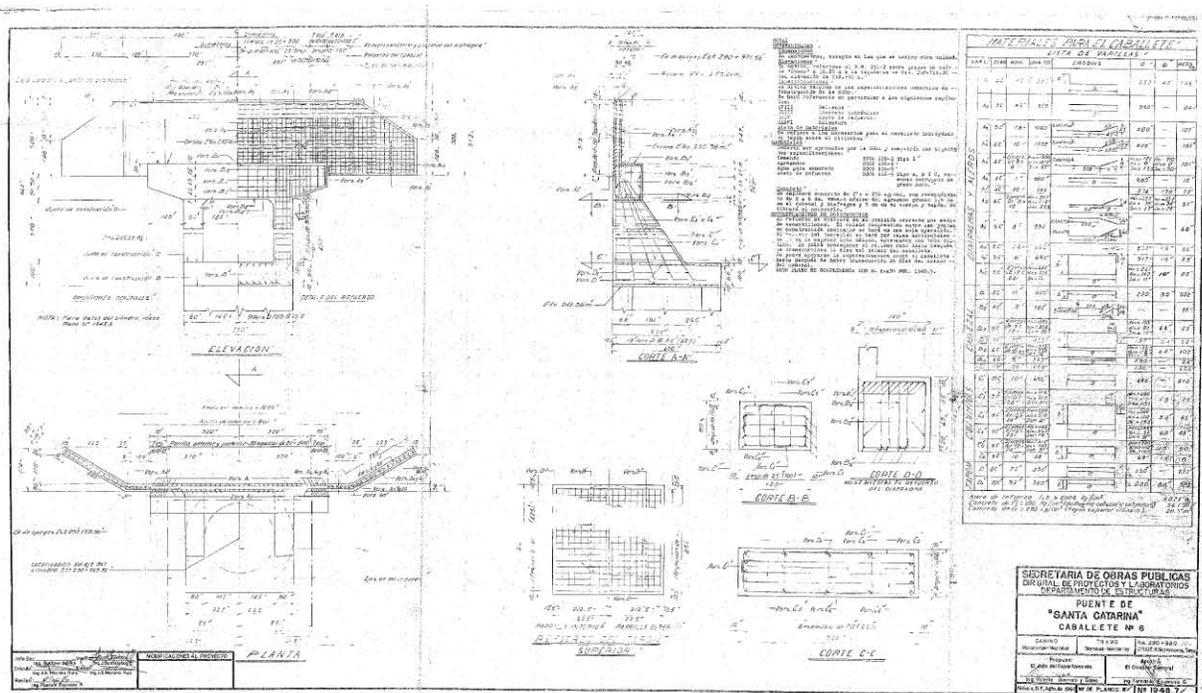
14) Señalamiento de obra:



Planos originales puente Cadereyta

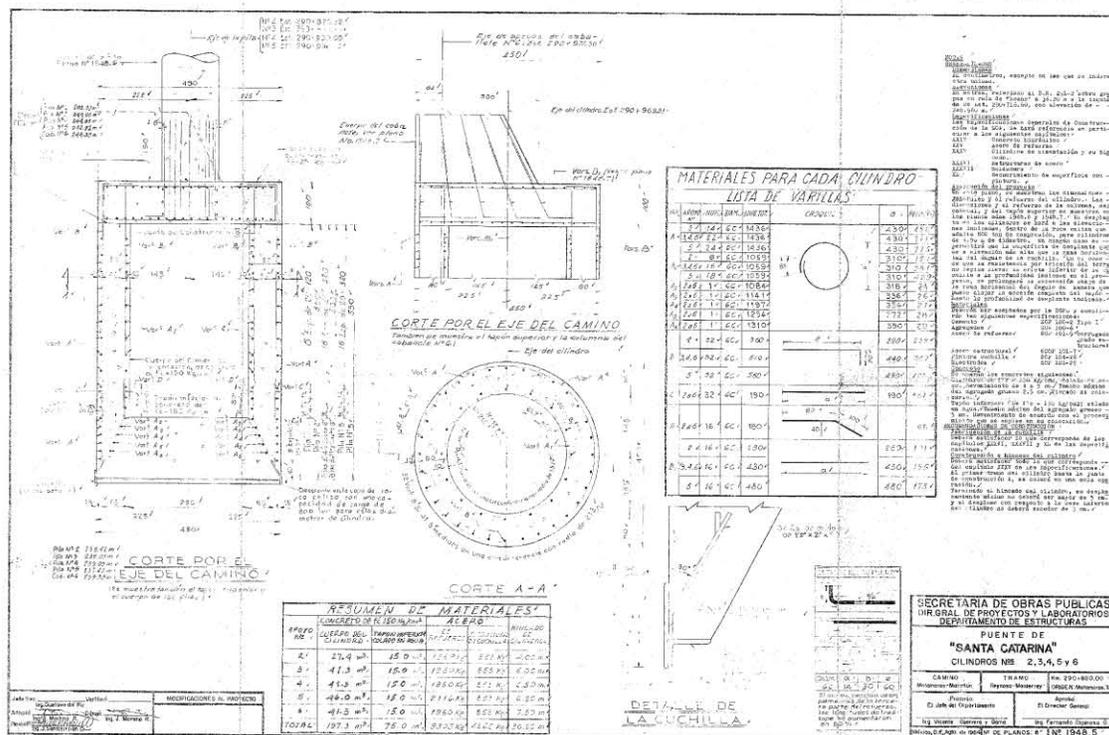


Superestructura

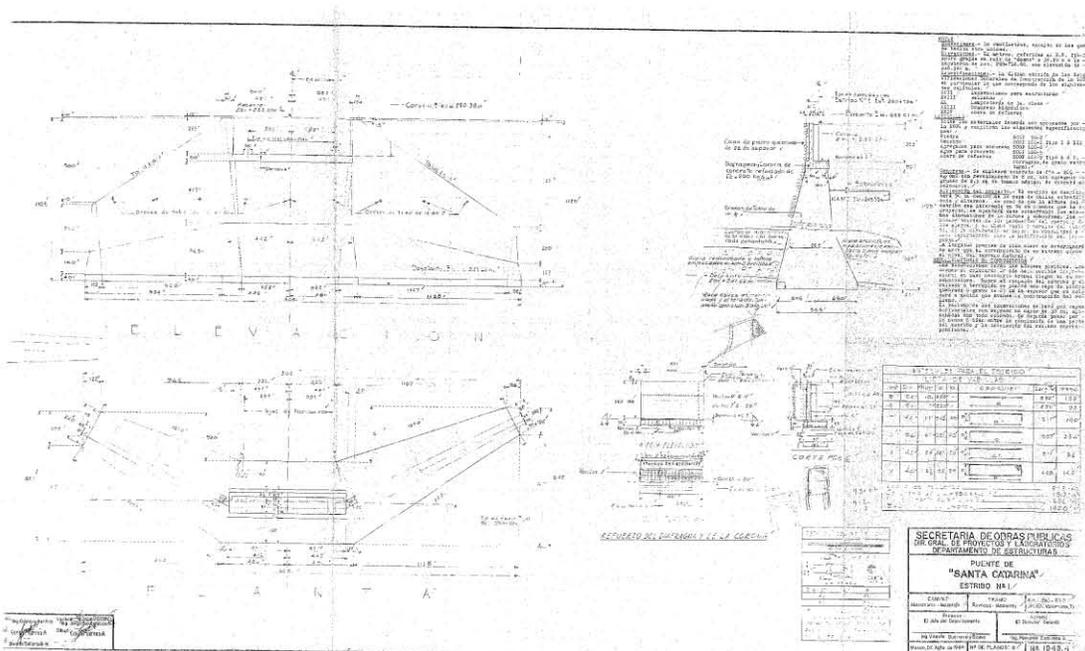


Caballote No. 1

Cilindros de cimentación

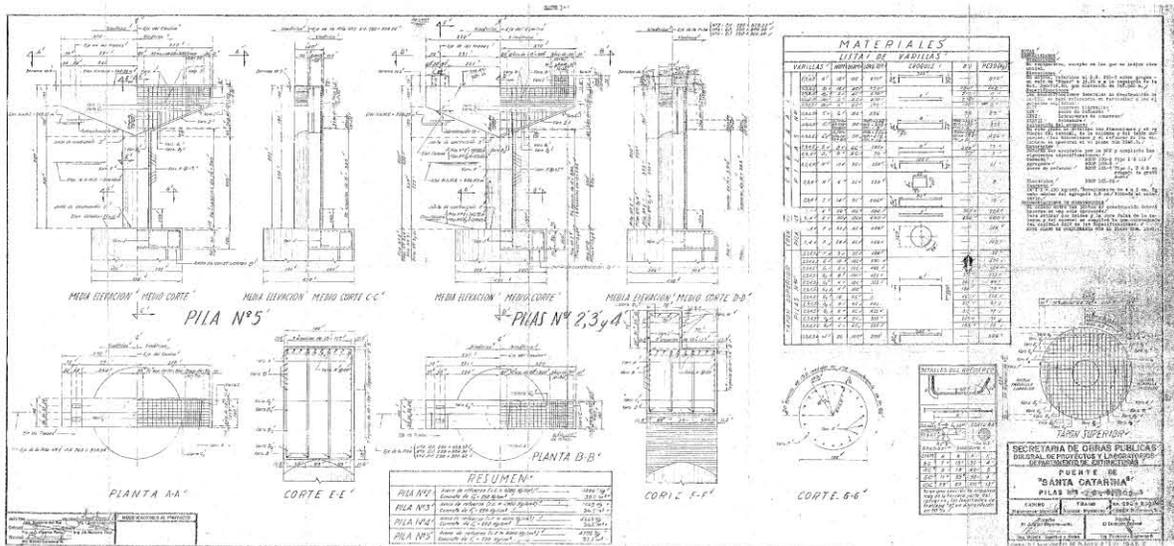


Cilindros de cimentación

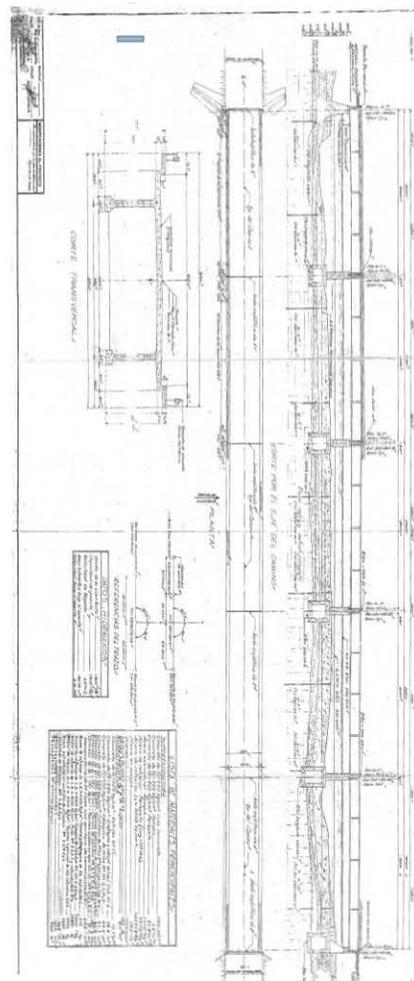


Estribo No. 6

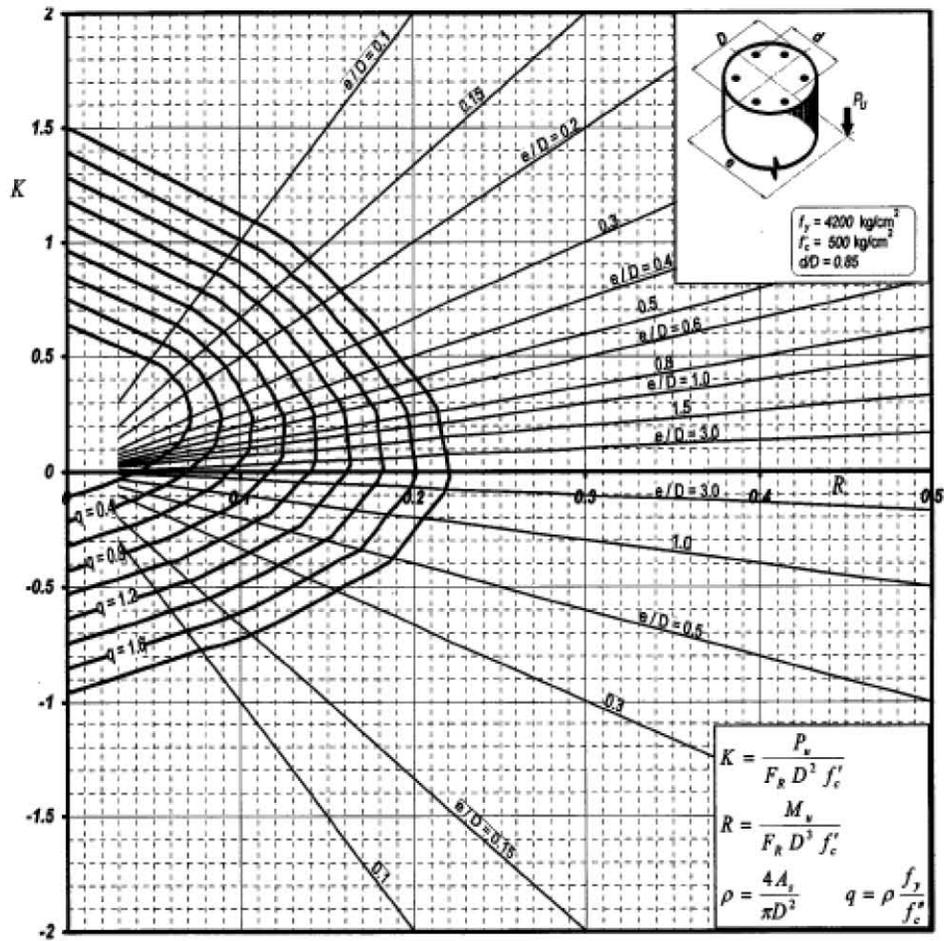
Pilas Intermedias



Plano general



Grafica para interacción de columna de concreto reforzado:



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$
 $f'_c = 0.80 f'_c$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último