

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE
PROTECCIÓN EN LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE
INDEPENDENCIA
ASPECTO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

WILDER VILLEGAS PÉREZ

Lima- Perú

2007



INDICE

RESUMEN	03
RELACION DE CUADROS	04
RELACION DE TABLAS	05
RELACION DE FIGURAS	06
INTRODUCCIÓN	09
Capítulo I: ESTUDIOS PRELIMINARES	12
1.1 Estudios Básicos de Topografía	12
1.2 Hidrológicos E Hidráulicos	13
1.3 Geotécnicos y Geológicos	14
Capítulo II: CARACTERISTICAS DEL PUENTE	15
2.1 Tipo de puente	15
2.2 Superestructura	16
2.3 Subestructura	17
2.4 Cimentación Profunda	18
Capítulo III: ANALISIS ESTRUCTURAL	19
3.1 Normas Técnicas y Reglamentos para su verificación	19
3.2 Cargas Consideradas	21
3.3 Análisis por Presión Hidráulica	22
3.3 Análisis Dinámico	38
Capítulo IV: DISEÑO ESTRUCTURAL	51
4.1 Verificación por Presión Hidráulica	51
4.2 Verificación por Sismo	52



CONCLUSIONES	56
RECOMENDACIONES	57
BIBLIOGRAFÍA	58
ANEXOS	59
• Mapas	
• Fotos	
• Planos	



RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia titulado DISEÑO DE LA CIMENTACION Y OBRAS DE PROTECCION EN LA AMPLIACION DEL PUENTE INDEPENDENCIA-ASPECTO ESTRUCTURAL, se ha desarrollado considerando el Estado de Resistencia I-Socavado y el Estado Evento Extremo–Puente con sismo, como estados límites que debe de cumplir un puente por su ubicación geográfica, para satisfacer las condiciones impuestas ante un evento extremo, como es el fenómeno El niño y el efecto del sismo.

Para la verificación de la cimentación profunda en el pilar intermedio ubicado en el eje 0.5, se ha utilizado las Normas AASHTO versión LRFD, con una sobrecarga de diseño HL-93.

De los dos eventos considerados, resulto el Evento extremo I –Puente con Sismo el más desfavorable, se propone aumentar la sección del pilote en un 30% y el refuerzo de acero en un 30%, para cumplir satisfactoriamente el Estado con Evento Extremo.

Se ha verificado también el diseño de la zapata en el pilar del eje 0.5; donde se propone aumentar el acero en tracción en un 7% para absorber los efectos del evento extremo I.



RELACION DE CUADROS

Cuadro 3.1 Metrado de cargas permanentes tramos nuevos

Cuadro 3.2 Reacciones por S/C en tramos nuevos

Cuadro 3.3 Metrado de cargas permanentes tramos existentes

Cuadro 3.4 Reacciones por S/C en tramos existentes

Cuadro 3.5 Reacciones por S/C en tramos existentes considerando las dos vías

Cuadro 3.6 Reacciones por S/C en por neopreno de apoyo

Cuadro 3.7 Interacción para graficar Espectro de Aceleración

Cuadro 3.8 Calculo Coeficiente de Balasto 1er Sondaje SPT

Cuadro 3.9 Calculo Coeficiente de Balasto 2do Sondaje SPT



RELACION DE TABLAS

Tabla 3.1 Incremento por carga Dinámica.

Tabla 3.2 Estados Límites.

Tabla 3.3 Coeficiente de Arrastre.

Tabla 3.4 Combinación de cargas y factores de carga.

Tabla 3.5 Notación y Factores de Carga para cargas Permanentes γ_P .

Tabla 3.6 Zonas Sísmicas, según AASHTO.

Tabla 3.7 Coeficientes de Sitio.

Tabla 3.8 Requisitos de análisis mínimos para efectos de sísmicos.



RELACION DE FIGURAS

Figura 1.1 Vista general del Puente Independencia.

Figura 2.1 Elevación del tramo nuevo entre ejes 0 y 1.

Figura 2.2 Foto del Puente, se observa la estructura metálica a ser cambiada.

Figura 2.3 Sección transversal del puente.

Figura 2.4 Vista Frontal del pilar en el eje 0.5.

Figura 3.1 Camiones de Diseño Norma HL-93.

Figura 3.2 Diagrama de Momentos.

Figura 3.3 Propiedades de la Sección del Puente.

Figura 3.4 Vista en Elevación del Puente.

Figura 3.5 Detalle de apoyo en Viga.

Figura 3.6 Sobrecarga de diseño.

Figura 3.7 Salida del SAP, menú Display.

Figura 3.8 Línea Influencia en el estribo del eje 0.

Figura 3.9 Línea Influencia en el estribo del eje 0.5.

Figura 3.10 Línea Influencia en el estribo del eje 1, tramo nuevo.

Figura 3.11 Línea Influencia en el estribo del eje 1, tramo existente.

Figura 3.12 Línea Influencia en el estribo del eje 2.

Figura 3.13 Línea Influencia en el estribo del eje 2.

Figura 3.14 Neopreno de Apoyo.

Figura 3.15 Curva Comportamiento Neopreno Dureza Shore 60.

Figura 3.16 Nudos y Frame Figura.

Figura 3.17 Isométrico del Modelo.

Figura 3.18 Cargas DC en el modelo.



Figura 3.19 Cargas DW en el modelo.

Figura 3.20 Salida del SAP de las combinaciones de carga.

Figura 3.21 Fuerza Axial y Momento debido al flujo de agua, modelo 1.

Figura 3.22 Fuerza Axial y Momento debido Resistencia 1-socavado, modelo 1.

Figura 3.23 Fuerza Axial y Momento debido al flujo de agua, modelo 2.

Figura 3.24 Fuerza Axial y Momento debido Resistencia 1-socavado, modelo 2.

Figura 3.25 Espectro de Aceleración.

Figura 3.26 Vista del modelo en 3D.

Figura 3.27 Modelo de la Cimentación en 3D en el Eje 0.5.

Figura 3.28 Vista del modelo sísmico del puente en el SAP.

Figura 3.29 Modelo sísmico de la Cimentación en el Eje 0.5.

Figura 3.30 M33 debido al sismo con la combinación 1.

Figura 3.31 M22 debido al sismo con la combinación 1.

Figura 3.32 Fuerzas axiales debido al sismo con la combinación 1.

Figura 3.33 M33 debido al sismo con la combinación 2.

Figura 3.34 M22 debido al sismo con la combinación 2.

Figura 3.35 Fuerzas axiales debido al sismo con la combinación 2.

Figura 4.1 Diagrama de Interacción del pilote por Resistencia 1 Socavado.

Figura 4.2 Diagrama de Interacción rediseño del pilote por Resistencia 1.

Figura 4.3 Diagrama Interacción del pilote por sismo combinación 1.

Figura 4.4 Diagrama Interacción Rediseño del pilote por sismo combinación 1.

Figura 4.5 Diagrama Interacción del pilote por sismo combinación 2.

Figura 4.6 Diagrama Interacción Rediseño del pilote por sismo combinación 2.

Figura 4.7 Diagrama Momento M11y M22 en zapata por sismo combinación 1.



INTRODUCCION

Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Niño de 1998 en el Perú, en los primeros 03 meses de ese año, 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían mas de 14 años de antigüedad, y 08 de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos al fenómeno. Los puentes Bolognesi y el Independencia sucumbieron en las aguas del río Piura, mostrando la vulnerabilidad hidráulica de los puentes frente a caudales producidos por lluvias extraordinarias.

La falla de estos puentes se produce por erosión hidráulica en la mayoría de los casos porque la longitud del puente es demasiado corta. En la costa los ríos tienen cauces relativamente planos y amplios, el puente no cubre el ancho total del río sino una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes. Este estrechamiento del cauce genera dos efectos negativos; aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión.

En el presente informe se verifica el diseño la cimentación profunda en el nuevo pilar intermedio de los dos nuevos tramos adicionales del puente, en la parte estructural. Para esto se ha dividido en cuatro Capítulos.

El Capítulo I se recopila toda la información de las otras especialidades necesarias para el diseño estructural.

El Capítulo II describe las características del Puente Independencia.

El Capítulo III realiza el análisis estructural del Puente, utilizando una herramienta de cómputo, SAP2000.

El Capítulo IV procede a realizar la verificación del diseño de la Cimentación Profunda del Nuevo Pilar Intermedio de los nuevos tramos.

El actual puente Independencia ha permitido que con su nueva longitud ofrezca una mayor área hidráulica para las descargas del río Piura y mayor protección contra la socavación de las corrientes, brindando una vía alterna a las ciudades de Catacaos y La Arena. Con ello se mejorará el tránsito eliminando la posibilidad de aislamiento ante eventos extraordinarios como el fenómeno mencionado.



El Puente Independencia se ubica en el distrito de Catacaos, provincia y departamento de Piura. Forma parte de la ruta 01N de la carretera Piura Catacaos - La Arena - Sechura, en el Km. 10+300, con una longitud total de 227.00 m.

El antiguo Puente Independencia falló durante El Niño del 83, del cual quedaron sólo el estribo izquierdo y parte del último tramo derecho como estructuras remanentes. El nuevo puente fue construido en el año 1985 a 50 m. aguas arriba del antiguo puente, por la firma Lau Castillo Contratistas generales. Durante El Niño de 1998 el puente fue sobrepasado por las aguas del río Piura sin fallar, el puente demostró tener problemas hidráulicos, resultó corto, es por eso que se ha proyectado la construcción de la superestructura definitiva en los dos tramos adicionales (puente metálico provisional) y el pilar intermedio en la margen izquierda del puente actual. Aprobado por Resolución Directoral N° 299-2006 MTC/20 de fecha 05 de Junio del 2006. La obra fue concluida en Enero del 2007 por el Consorcio TYT S. A. C.-IBECO S. A. La longitud inicial del puente era de 175 m. y ha sido ampliada a 227 m., en dos tramos adicionales y el pilar intermedio, en la margen izquierda del estribo derecho.

Las estadísticas mundiales de fallas de puentes sobre cursos de agua, demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente por erosión en pilares y/o estribos, las fallas de puentes por razones estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. En el Perú las fallas de puentes por razones hidráulicas son probablemente aun más altas que en otras partes del mundo, por la ocurrencia del Fenómeno El Niño, lo cual hace prestar mucha atención al diseño hidráulico de puentes y un método efectivo para estabilizar las cimentaciones de es mediante el pilotaje y obras de protección.

CAPITULO I: ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1 ESTUDIOS BASICOS DE TOPOGRAFIA

Se ha contado con los estudios topográficos realizados por la Universidad Nacional de Ingeniería, en los que se puede apreciar:

- Levantamiento topográfico de la zona de ubicación del puente y sus accesos considerando curvas de nivel a intervalos de 0.50 m
- Levantamiento batimétrico en la zona del proyecto.
- La vegetación existente en la zona.
- Los límites aproximados de la zona inundable en condiciones de aguas máximas excepcionales.
- La ubicación del Bench Mark y otros puntos referenciales.
- Secciones verticales tanto en direcciones longitudinales como transversales.

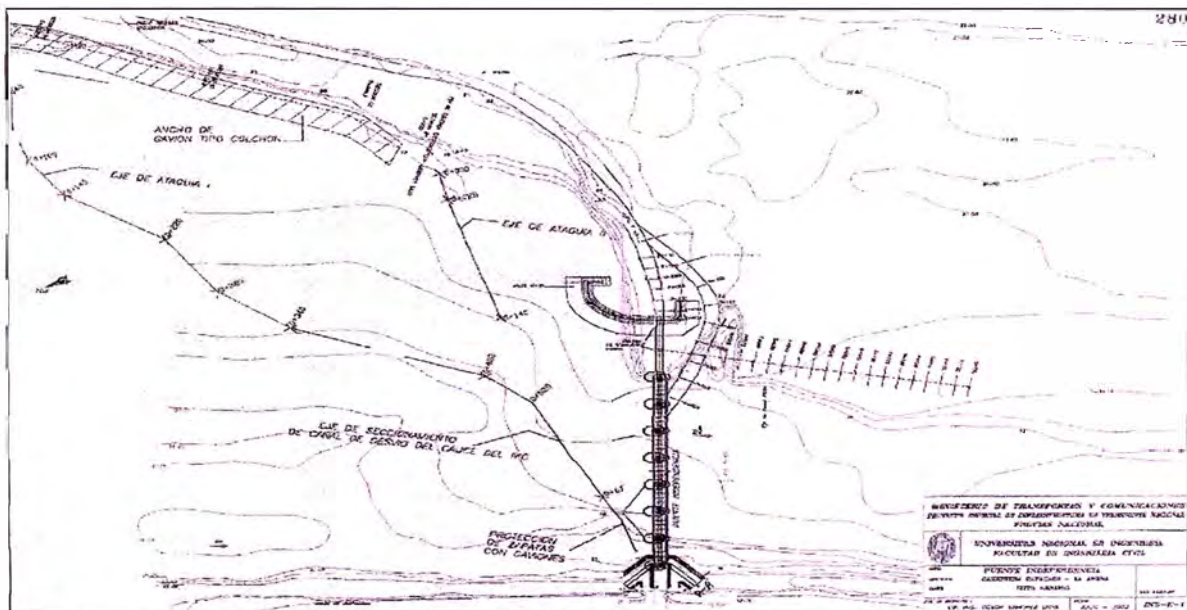


Figura 1.1 Vista general del Puente Independencia

Características de la zona de cruce

En el tramo de ubicación del puente Independencia, el río Piura transita entre sus diques de protección, situados 500 m aparte, formando un cauce principal de



100 a 200 m de ancho, de desarrollo meándrico, limitado por terrazas laterales ubicadas aproximadamente a 3 m de altura en la margen izquierda, la cual está sometida a procesos de erosión en curva que requieren ser controlados. El comportamiento meándrico del río Piura es característico de los ríos de pendientes pequeñas y cauces arenosos en las partes bajas del cauce.

1.2 ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

En el Estudio Hidrológico llevado a cabo por la Universidad Nacional de Ingeniería: “Estudio para la realización de Obras de Prevención y Reparación de los Puentes de la Zona Norte”, aprobado según el oficio N° 181-2004-MTC/20-GMR, y el cual se encuentra ubicado en el Archivo Central de Provias Nacional, se indica que el Puente Independencia ha demostrado tener capacidad hidráulica insuficiente para los caudales que allí se colecta y esta sometido a un proceso de dinámica fluvial que viene socavando la margen izquierda habiéndose formado un flujo en curva hacia la abertura del puente que afecta a las obras de paso y protección ubicadas en tal margen, y que ante un evento extremo, esta situación podría verse gravemente acentuada lo cual sugiere su pronta atención, requiriéndose obras que estabilicen el cauce en armonía con su configuración natural.

En el Estudio Hidráulico también llevado a cabo por la Universidad Nacional de Ingeniería se indica que el tramo final del río Piura presenta una pendiente baja (<0.30%) que favorece a que los remansos se extiendan a lo largo de longitudes de consideración. Por otro lado, el análisis de la situación muestra que el estrechamiento determinado por el puente estaría creando un remanso que se extendería hacia aguas arriba del puente, aunque de valores mínimos, la sobre elevación local del nivel de aguas sería de aproximadamente 10 cm. y lo cual corresponde en la curva de niveles de la sección aguas arriba del puente, a un mayor caudal ficticio de 120 m³/s del que realmente pasaría.

Las Características hidráulicas del río Piura son:

Caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años	3275 m ³ /s
Nivel de aguas máximas extraordinarias	39.00 msnm
Nivel inferior de vigas del puente	40.17 msnm



Velocidad media en aguas máximas extraordinarias	3,14 m/s
Tirante en aguas máximas extraordinarias (sección puente)	8,49 m
Ancho de espejo de agua para caudal máx. Extraordinarias	230,45 m
Profundidad previsible de socavación general:	2m aprox.
Local máxima:	8m aprox.

1.3 ESTUDIOS GEOTECNICOS Y GEOLOGICOS

Se ha revisado el informe de los Estudios Geotécnicos y Geológicos realizados por la Universidad Nacional de Ingeniería, con el objeto de determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo del Puente Independencia.

Los trabajos de campo fueron realizados entre el 26 de Setiembre y 01 de octubre del 2002. Los trabajos realizados consistieron en exploración geotécnica mediante sondajes, auscultaciones y líneas de refracción sísmica.

A continuación se describen los principales resultados de estos estudios:

- El suelo está compuesto principalmente de arenas finas limosas sobre un depósito muy potente de capas de arcillas muy densas intercaladas con capas de arenas, limos y arcillas arenosas, que recibe la denominación geológica de formación Zapallal. Esta formación comienza a los 7 m de profundidad a partir del fondo del río y en la zona de estudio muestra una disposición, uniforme de las arcillas, con mantos prácticamente horizontales de espesor uniforme y casi impermeables.
- El depósito superior, formado por arenas finas limosas, sueltas superficialmente y medianamente densas a mayor profundidad, tiene un espesor de 5 a 8 m, muy inestable, cuyas características determinan que los procesos erosivos sean de magnitudes considerables. En base a la información recopilada y ensayos ejecutados se recomienda cimentar en el material aluvional compacto o roca muy alterada a profundidades de hasta 20 m.

CAPITULO II: CARACTERISTICAS DEL PUENTE

El puente es de doble tránsito y está constituido por 9 tramos; 7 de 25 m de cada uno y un tramo de estructura metálica que será reemplazada por 2 tramos de 26.021 m cada uno y de las mismas características de la estructura de concreto existente.

2.1 TIPO DE PUENTE

El puente es del tipo viga-losa de concreto postensado, continuo para los efectos de sobrecarga vehicular. El Pilar intermedio de lo nuevos es de concreto y la cimentación es piloteada.

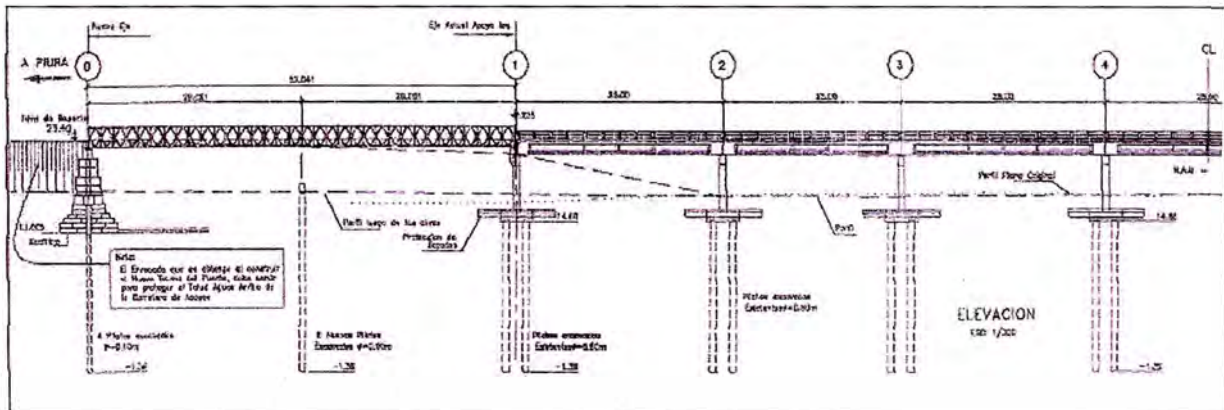


Figura 2.1 Elevación del tramo nuevo entre ejes 0 y 1, se observa la estructura metálica a ser cambiada y la ubicación del nuevo pilar intermedio en el eje 0.5.



Figura 2.2 Foto del Puente, se observa la estructura metálica a ser cambiada

2.2 SUPERESTRUCTURA

La superestructura de los dos nuevos tramos del puente está constituida por cuatro vigas tipo I de 1.35m de alto y serán prefabricadas y postensadas antes de su colocación, con una fuerza final de postensado de 390 toneladas en las vigas exteriores y 360 toneladas en las vigas interiores. Son cuatro vigas espaciadas 2.50 m. entre ellas. Las vigas de los dos nuevos tramos tienen un comportamiento de vigas simplemente apoyadas para su peso propio y posteriormente tienen un comportamiento de vigas continuas para los efectos de cargas permanentes y sobrecarga solo en los nuevos tramos. Las vigas de estos nuevos tramos sobre el pilar del Eje 1 tienen una separación longitudinal de 0.10 m con las vigas longitudinales existentes pero la losa es continua respecto a la existente.

El puente es de doble vía con un ancho de calzada de 7.80 m, la losa es de peralte constante igual a 0.20 m. La losa cuenta además con dos veredas de 1.60 m de ancho que incluye las barandas. Para dar continuidad a la losa del puente, se deberá de demoler la losa existente en una longitud de 0.80 m donde se ubicarán las extensiones de las varillas de refuerzo de la losa de los nuevos tramos.

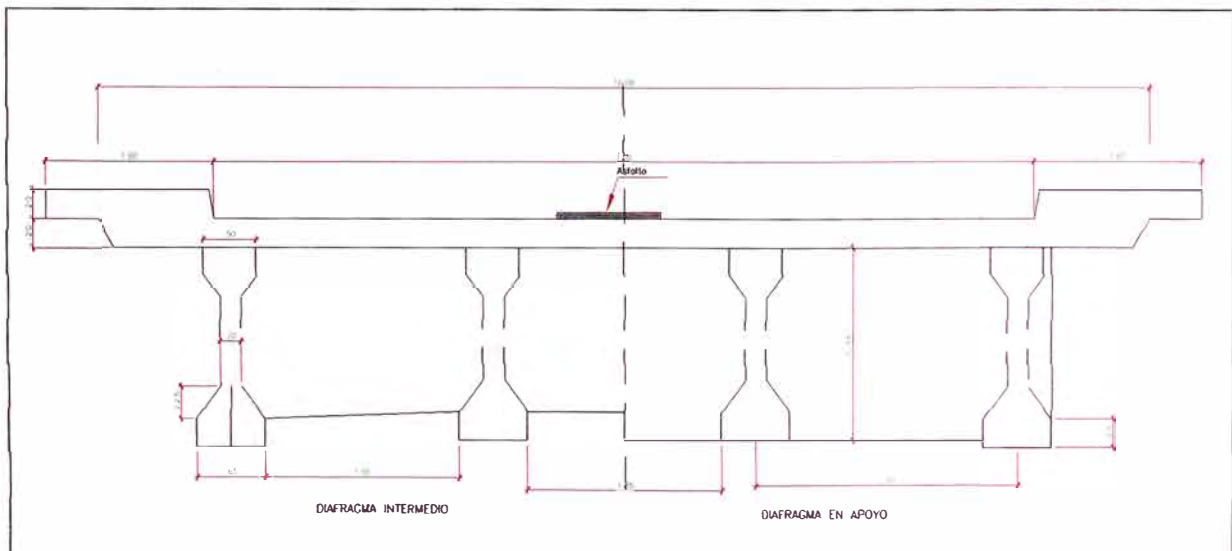


Figura 2.3 Sección transversal del puente

2.3 SUBESTRUCTURA

La subestructura de los dos nuevos tramos está constituida por el estribo izquierdo del actual puente metálico a ser retirado (Eje 0), el pilar que sirve de apoyo derecho al actual puente metálico a ser retirado (Eje 1) y un nuevo pilar intermedio tipo pórtico de dos columnas de 0.80 m x 0.80 m espaciadas 5.30 m. y con una viga cabezal horizontal de 0.80 m. de ancho y 1.00 m. de peralte, que tiene dos voladizos de 1.285m (Eje 0.5). Este pórtico descansa sobre una zapata de 4m x 6.90 m. y 1.00 m. de peralte.

Previamente deberá realizarse trabajos de rehabilitación en el pilar que sirve de apoyo derecho al puente metálico, como es la demolición de la viga cabezal. Para el estribo izquierdo se ha proyectado la modificación de la cajuela que fue proyectada para acoger al puente metálico temporal. La modificación consiste en demoler parte de la viga de la cajuela dejándola con sólo una altura de 0.276 m para que puedan descansar las vigas prefabricadas y el diafragma extremo de la superestructura; posteriormente se extenderá la pantalla de la cajuela con lo que tendrá una altura de 1.669 m de alto y 0.375 m de ancho. Esta pantalla de la cajuela tiene en su parte superior posterior una ménsula donde descansará la losa de aproximación.

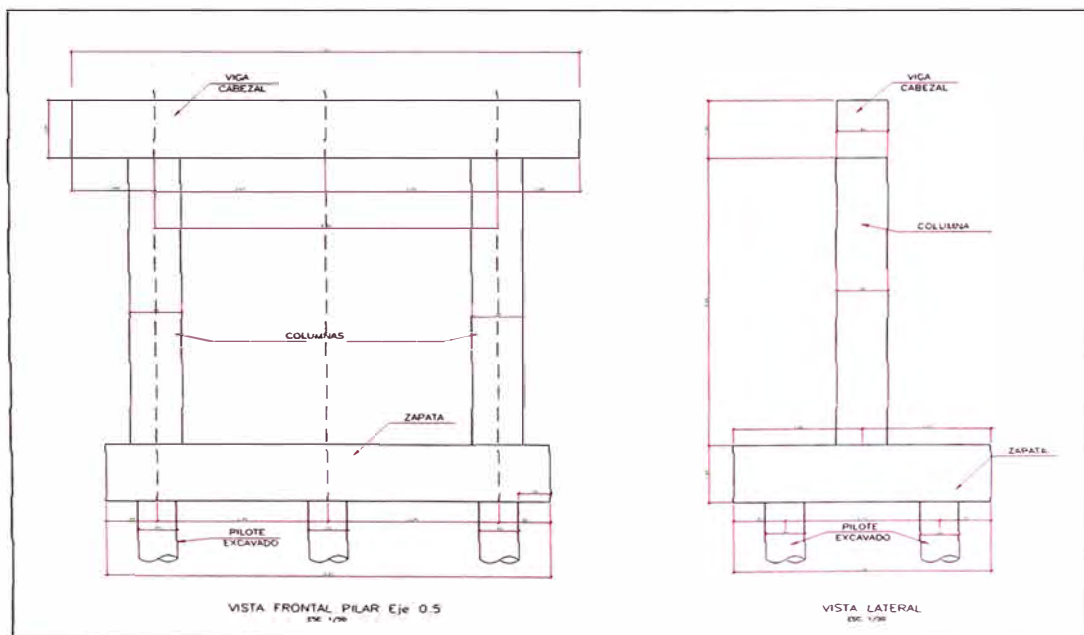


Figura 2.4 Vista Frontal del pilar en el eje 0.5



2.4 CIMENTACION

La zapata del pilar intermedio esta soportada por 6 pilotes excavados de concreto armado de 0.60 m. de diámetro y profundidad mínima de cimentación de 16 a 18 m.

Materiales

Las vigas de la superestructura de los nuevos tramos del puente son de concreto postensado; la losa, el pilar intermedio y los pilotes son de concreto armado.

Concreto en losa	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en viga	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en Diafragma	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en vereda	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en pilar Intermedio	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en Pilotes	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Pavimentación

Se colocara sobre el nuevo tramo una carpeta asfáltica de $e=2''$.

Dispositivos de Apoyo

Los dispositivos de apoyo de los nuevos tramos del puente Independencia son apoyos elastoméricos (neopreno) y están formados por cinco planchas de neopreno de 600x250x12 mm y seis platinas de acero alternadas de 580x230x1 mm vulcanizadas en caliente al neopreno. Las deformaciones en planta son gobernadas por las cargas verticales y la altura por las deformaciones horizontales previsibles.

CAPITULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural del puente se ha utilizado el análisis estructural SAP2000 Non Linear versión 10. El modelo utilizado para el análisis está basado en elementos tipo barras (FRAME) en un espacio bidimensional.

3.1 NORMAS TECNICAS Y REGLAMENTOS PARA SU VERIFICACION

La verificación de la cimentación profunda del pilar intermedio de los nuevos tramos del Puente Independencia está basada en las partes aplicables de las siguientes Normas y Reglamentos para Diseño:

- La sobrecarga de diseño del puente es la HL93, de acuerdo a la nomenclatura establecida en el Reglamento AASHTO Versión LRFD.

La sollicitación extrema por cada vía, se deberá tomar como el mayor de:

- Camión de Diseño + Sobrecarga Distribuida (TRUCK + LANE LOAD), o
- Tandem de Diseño + Sobrecarga Distribuida (TANDEM + LANELOAD)

- Normas Peruanas para Diseño de Carreteras.
- Normas ACI.

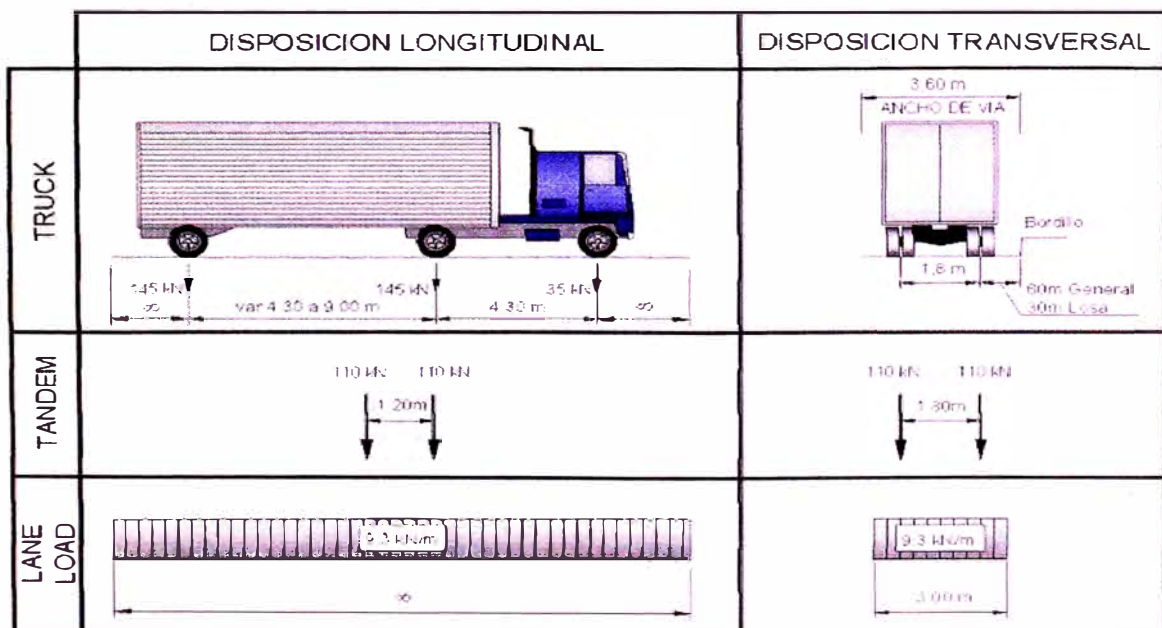


Figura 3.1 Camiones de Diseño Norma HL-93

Un método que se utiliza mucho para cargas vivas sobre puentes son las líneas de influencia.

Líneas de influencia:

Considerando la forma en que actúan las cargas en una estructura se pueden clasificar en cargas permanentes y cargas vivas. La carga permanente siempre estará presente en la vida útil de la estructura y producirá sobre esta efectos constantes; la carga viva o no permanente fluctúa tanto en posición sobre la estructura como en su duración produciendo efectos variables en ella.

Es importante saber colocar la carga para que produzca los efectos máximos. Si tenemos una viga simplemente apoyada con voladizo a un lado. Si la carga viva actúa sobre toda la viga, producirá un momento positivo en la luz menor que si actúa solo en el tramo apoyado.

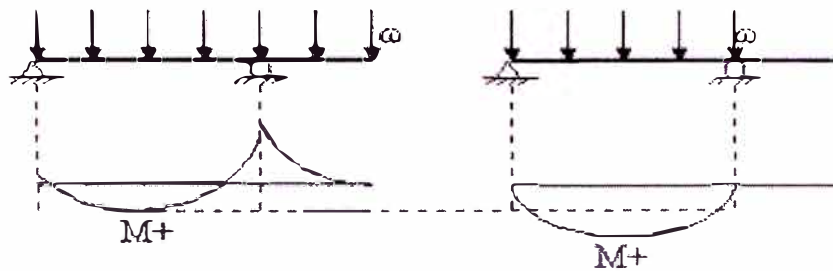


Figura 3.2 Diagrama de Momentos

La línea de influencia es un grafico que define la variación de un esfuerzo (corte, momento flector o torsor), reacción o deflexión en un punto fijo de la estructura a medida que se mueve una carga unitaria sobre ella. Para su construcción se define el punto de estudio sobre la estructura, se comienza a variar la posición de la carga puntual y se encuentra el valor del esfuerzo interno a medida que se mueve la carga.

La línea de influencia es diferente al diagrama de momento o cortante, estos representan la variación de la función a lo largo de la viga para una serie de cargas definidas y el otro define como varía V , M o δ en un punto específico cuando se mueve una carga unitaria sobre la viga no dando el valor de la función en toda posición.

La línea de influencia utiliza una carga unitaria ya que por los conceptos de linealidad, proporcionalidad y superposición se puede determinar la función específica simplemente multiplicando el valor de la línea de influencia por el valor de la carga real.

3.2 CARGAS CONSIDERADAS

Se han considerado las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

DC: Carga muerta de los componentes estructurales y auxiliares.

DW: Carga muerta del asfalto (superficie de rodadura y accesorios).

LL: Sobrecarga Vehicular (carga viva vehicular).

IM: Amplificación dinámica (carga de impacto).

EQ: Sismo.

WA: Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

Amplificación Dinámica (IM)

De la tabla 3.1, de la norma AASHTO LRFD: **IM= 33%**

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla 3.1 Incremento por carga Dinámica

Se aplica el incremento a los efectos estáticos del camión o Tandem, excepto a las fuerzas centrífugas y de frenado. No se aplica el incremento a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

Estados Límites considerados (combinaciones)

De acuerdo a la versión LRFD de las Especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límites 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.

ESTADOS LIMITE	A) Estado Límite de Servicio	Restricción sobre esfuerzos, se basa en el diseño sobre esfuerzos permisibles.	Servicio I Servicio II Servicio III
	B) Estado Límite de Fatiga y Fractura	Diseño bajo criterio de control de grietas.	Fatiga
	C) Estado Límite de Resistencia	Diseño que sera tomado en cuenta para asegurar resistencia y estabilidad de una estructura durante su vida útil.	Resistencia I Resistencia II Resistencia III Resistencia IV Resistencia V
	D) Estado Limite de Evento Extremo	Diseño que sera tomado en cuenta para asegurar supervivencia estructural.	Evento Extremo I Evento Extremo II

Tabla 3.2 Estados Límites

Se va a diseñar bajo los siguientes estados límites, por ser los más críticos:

1 Resistencia I–Socavado: Combinación básica de carga - Socavado, sin viento.

Evento Extremo I : Puente con sismo.

3.3 ANALISIS POR PRESION HIDRAULICA

RESISTENCIA I–SOCAVADO: COMBINACION BASICA DE CARGA – SOCAVADO, SIN VIENTO.

De acuerdo con la Especificación AASHTO LRFD, se indica que todos los pilares y otras partes de las estructuras que están sujetas a la fuerza del flujo del agua, serán diseñados para resistir los máximos esfuerzos inducidos como consecuencia de estos efectos.

Los efectos del flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se calculan según la siguiente fórmula:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

P = Presión del agua que fluye (Mpa)

C_D = Coeficiente de arrastre para pilares

V = Velocidad del agua de diseño para los estados limites de resistencia y de servicio (m/s)

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Calculo de Propiedades de la sección transversal de la Superestructura

Para el cálculo de las propiedades geométricas de la sección transversal se ha considerado las vigas y la losa, las veredas actúan como cargas.

Usando el comando Región y Massprop de Autocad:

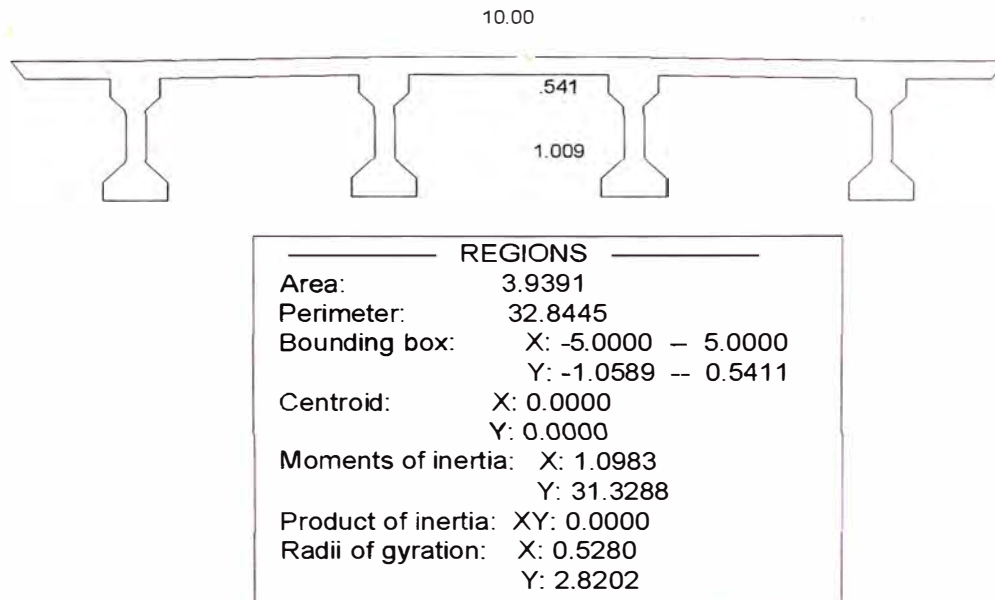


Figura 3.3 Propiedades de la Sección del Puente

La constante J, se ha determinado de acuerdo a las recomendaciones del AASHTO:

$$J = \frac{A^4}{40I_p}$$

Donde: I_p = Momento Polar = $I_x + I_y$

$$I_p = 32.43 \text{ m}^4$$

$$J = 0.1856 \text{ m}^4$$

Las vigas de los nuevos tramos sobre el pilar del Eje 1 tienen una separación longitudinal de 0.10 m con las vigas longitudinales existentes, por lo que el análisis por S/C se va realizar separado, siendo la reacción en Estribo la suma de la reacción por el efecto de ambos tramos, solo la losa es continua respecto a la existente.

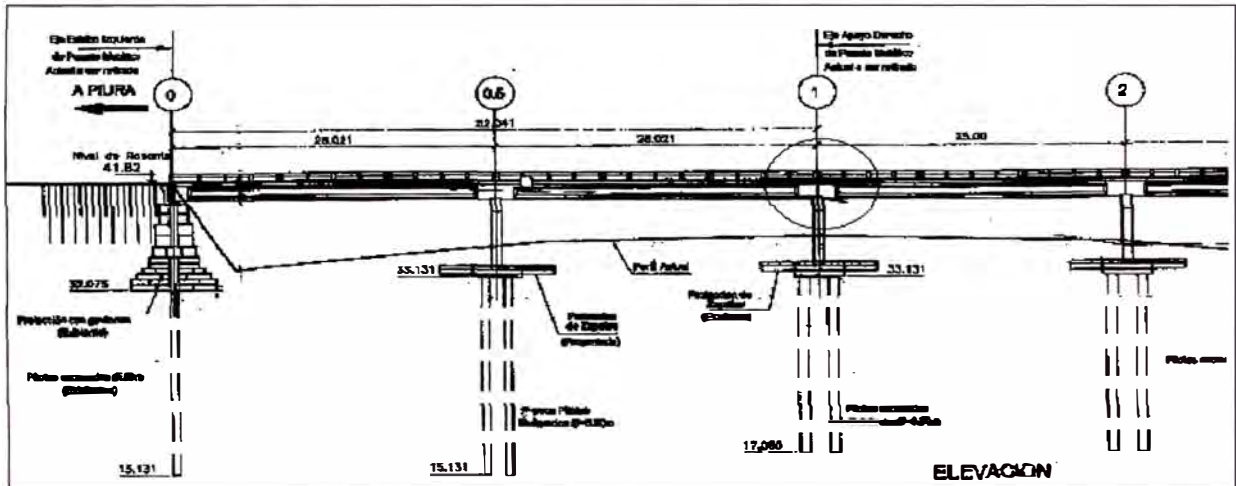


Figura 3.4 Vista en Elevación del Puente

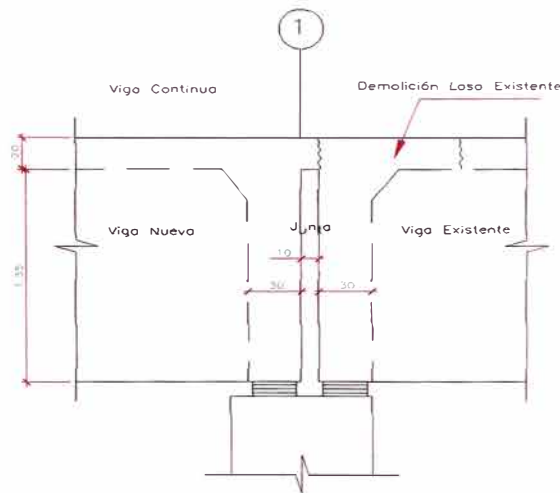


Figura 3.5 Detalle de apoyo en Viga

TRAMOS NUEVOS:

Metrado de las cargas Permanentes (se considera como tramos simplemente apoyados):

Longitud Tramo: 26.021 m

Elemento	Nº vec	Justif.	Área (m ²)	Longitud (m)	Peso (ton)	Tipo
Viga+losa	1		3.9391	26.271	248.36	DC
Vereda	2		0.255	26.271	32.16	DC
Diaf. apoyos	6	0.3x1.35=	0.405	1.85	10.79	DC
Diaf. intermedios	6	0.2x1.2=	0.24	2.15	7.43	DC
Asfalto	1	7.8	0.39	26.271	22.54	DW
Barandas metálicas	2	≈ 50 kg/m		26.271	2.63	DC
Guardavías	2	≈ 30 kg/m		26.271	1.58	DC
Peso Total=					325.48	

Cuadro 3.1 Metrado de cargas permanentes tramos nuevos

Reacción por sobrecarga (se considera tramos continuos):

Longitud Tramo: 26.021 m

Se ha usado el método de las líneas de influencia, para el cual se ha modelado con el programa de análisis estructural, en los dos tramos nuevos.

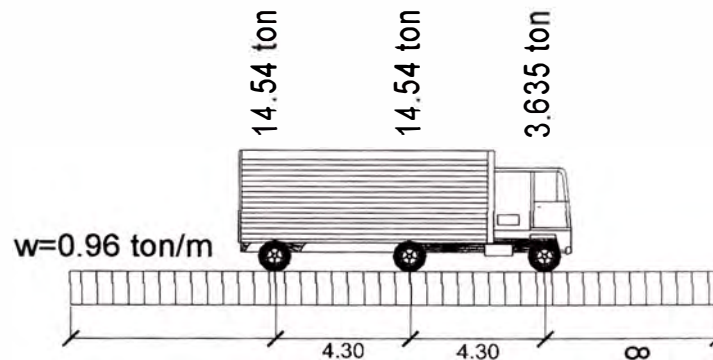


Figura 3.6 Sobrecarga de diseño

Proceso en SAP 2000

En el menú Bridge Loads

Definición de lanes

Definición de vehículo

Definición de clase de vehículo

En el menú Analysis Case

Add new case

Correr el programa – RUN

En el menú Display

Show Influence Line, y aparece el cuadro de dialogo:

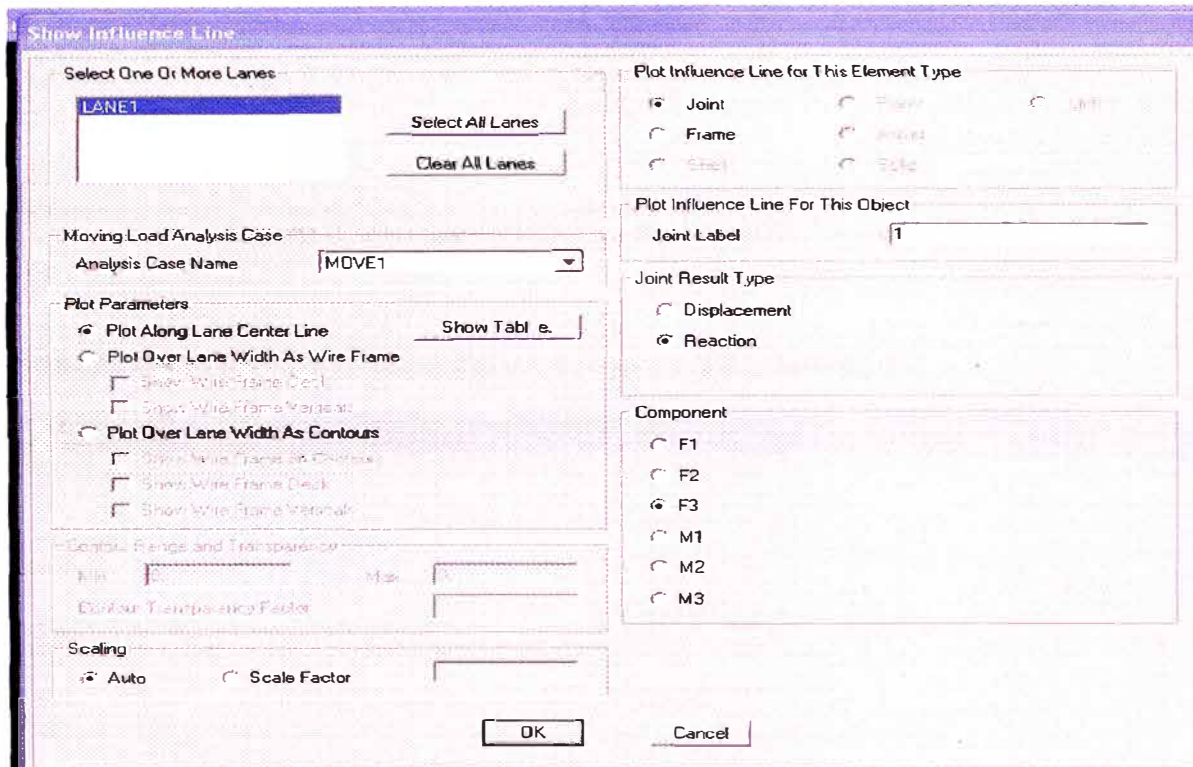


Figura 3.7 Salida del SAP, menú Display

Se presenta la línea de influencia de la reacción en los apoyos de los ejes 0, 0.5 y 1:

Considerando tramos los tramos nuevos:

Línea de Influencia de la reacción en el apoyo del estribo del eje 0

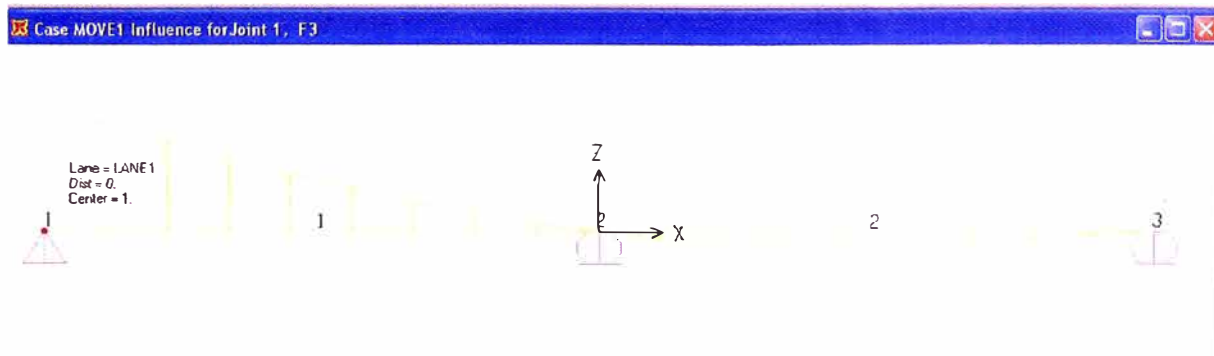


Figura 3.8 Línea Influencia en el estribo del eje 0

Línea de Influencia de la reacción en el apoyo del pilar del eje 0.5

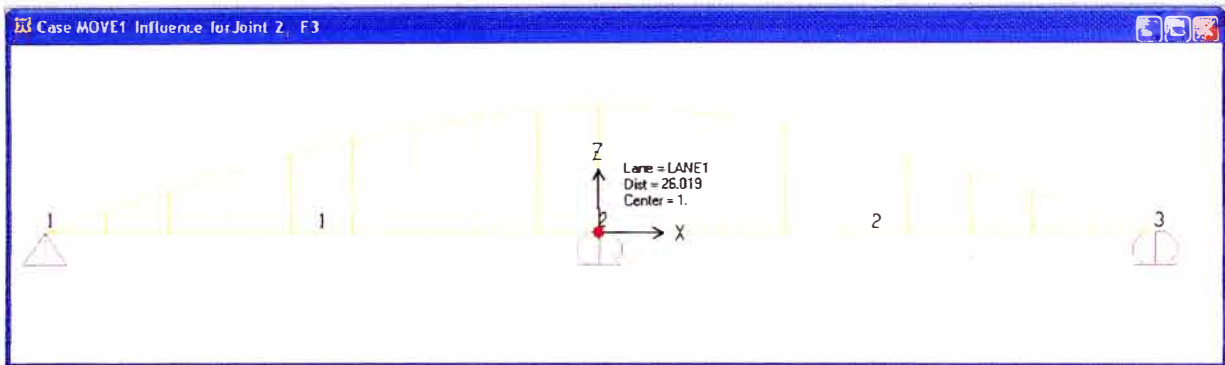


Figura 3.9 Línea de Influencia en el estribo del eje 0.5

Línea de Influencia de la reacción en el apoyo del pilar del eje 1

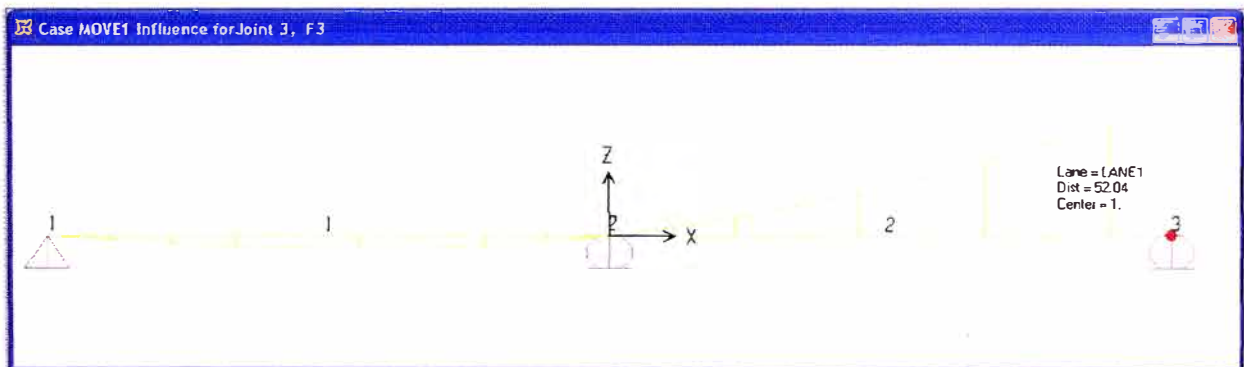


Figura 3.10 Línea de Influencia en el estribo del eje 1

Aplicando la sobrecarga vehicular HL-93 sobre las líneas de influencia en los apoyos 0,0.5 y 1, obtenemos las reacciones por sobrecarga en dichos apoyos, según se muestra en el siguiente cuadro:

DESCRIPCION	Reacción (ton)		
	Estribo (Eje 0)	Pilar (Eje 0,5)	Pilar (Eje 1)
Sobrecarga HL-93	48.46	73.4	48.46

Cuadro 3.2 Reacciones por S/C en tramos nuevos

TRAMOS EXISTENTES:

Metrado de las cargas Permanentes (se considera como tramos simplemente apoyados):

Longitud Tramo: 25.00 m

Elemento	Nº vec	Justif.	Área (m ²)	Longitud (m)	Peso (ton)	Tipo
Viga+losa	1		3.9391	25	236.35	DC
Vereda	2		0.315	25	37.80	DC
Diaf. apoyos	6	0.3x1.35=	0.405	1.85	10.79	DC
Diaf. intermedios	6	0.2x1.2=	0.24	2.15	7.43	DC
Asfalto	1	7.8	0.39	25	21.45	DW
Barandas metálicas	2	≈ 50 kg/m		25	2.50	DC
Guardavías	2	≈ 30 kg/m		25	1.50	DC
Peso total sin reforzamiento					317.8156	
Peso de la estructura metálica de Reforzamiento					4.67	
Peso Total					322.49	

Cuadro 3.3 Metrado de cargas permanentes tramos existentes

Reacción por sobrecarga (se considera tramos continuos):

Longitud Tramo: 25.00 m

Se el calculo se ha usado el método de las líneas de influencia, para el cual se ha modelado con el programa de análisis estructural SAP2000, en los 7 tramos existentes de 25 m cada uno.

Proceso en SAP 2000

En el menú Bridge Loads

Definición de lanes, se define los 7 tramos de L=25 m

Definición de vehículo

.....El procedimiento es similar al anterior.

Se presenta la línea de influencia de la reacción en los apoyos 1,2 y 3:

Considerando tramos los tramos existentes:

Línea de Influencia de la reacción en el apoyo del pilar, eje 1

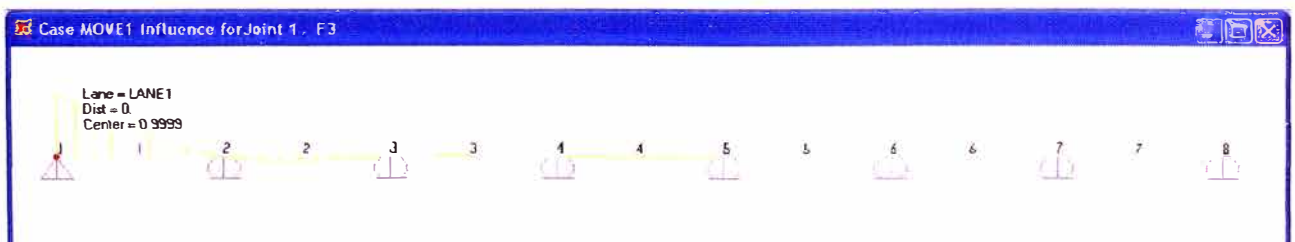


Figura 3.11 Línea Influencia en el estribo del eje 1

Linea de Influencia de la reacción en el apoyo del pilar, eje 2

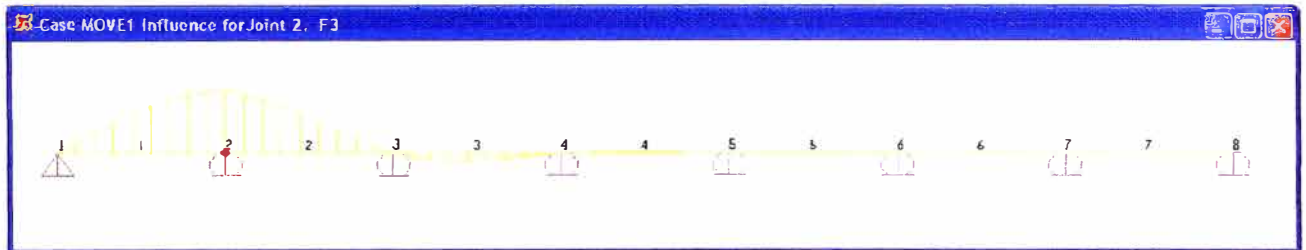


Figura 3.12 Linea Influencia en el estribo del eje 2

Linea de Influencia de la reacción en el apoyo del pilar, eje 3

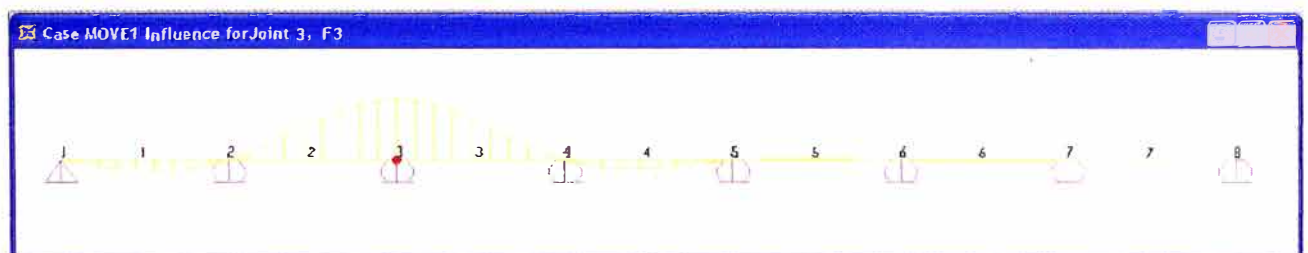


Figura 3.13 Linea Influencia en el estribo del eje 2

En forma similar se obtienen las Lineas de Influencia de las reacciones en los apoyos del pilar, eje 4,.....,8

Aplicando la sobrecarga vehicular HL-93 sobre las lineas de influencia en los apoyos 1,2,3,... y 8, obtenemos las reacciones por sobrecarga en dichos apoyos, según se muestra en el siguiente cuadro:

	Reacción (ton)					Estribo (Eje 8)
	Pilar (Eje 1)	Pilar (Eje 2)	Pilar (Eje 3)	Pilar (Eje 4)	...	
Sobrecarga HL-93	47.95	71.43	69.95	69.65	...	47.95

Cuadro 3.4 Reacciones por S/C en tramos exsistentes

Reacciones en Estribos y Pilares:

Como el puente es de 02 vias, entonces las reacciones por sobrecarga se duplican:

Descripción	Estribo	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar
	(Eje 0)	(Eje 0,5)	(Eje 1)	(Eje 2)	(Eje 3)	(Eje 8)
pp+pm	162.74	325.48	323.98	322.49	322.49	161.24
Sobrecarga	96.92	146.80	192.82	142.86	139.90	95.90
En Servicio I	259.66	472.28	516.80	465.35	462.39	257.14

Cuadro 3.5 Reacciones por S/C en tramos exsistentes considerando las dos vías

Reacción en estribos y pilares por cada neopreno:

En los estribos se dispone de 4 apoyos de neopreno.

En los pilares se dispone de 8 apoyos de neopreno.

Descripción	Estribo	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar
	(Eje 0)	(Eje 0,5)	(Eje 1)	(Eje 2)	(Eje 3)	(Eje 8)
Reacción 1 Neopreno	64.92	59.04	64.60	58.17	57.80	64.29

Cuadro 3.6 Reacciones por S/C en por neopreno de apoyo

Calculo de Propiedades de los Apoyos de Neopreno:

Los neopreno tienen las siguientes medidas:

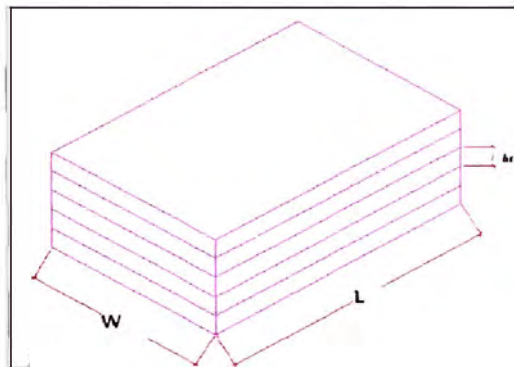


Figura 3.14 Neopreno de Apoyo

$W = 600 \text{ mm}$, en la dirección longitudinal

$L = 250 \text{ mm}$, en la dirección transversal,

$h_n = 60 \text{ mm}$, solo neopreno, no incluye planchas metalicas.

El esfuerzo a compresión en el neopreno, se presenta en el apoyo del estribo del eje 0.

Area Neopreno = 0.15 m^2

Compresión en neopreno = 64.92 ton , estribo eje 0

$\sigma_{cmax} = 432.77 \text{ ton/m}^2$

Factor de forma del neopreno

$$S = \frac{LW}{2h_n(L+W)}$$

Para nuestro caso, se tiene 5 capas de neopreno de 12 mm

el factor de forma de cada capa de neopreno

h_{ri} = altura de una capa de neopreno

$h_{ri} = 12.00 \text{ mm}$

$S = 7.35$

De la curva del comportamiento de Neopreno de dureza Shore 60

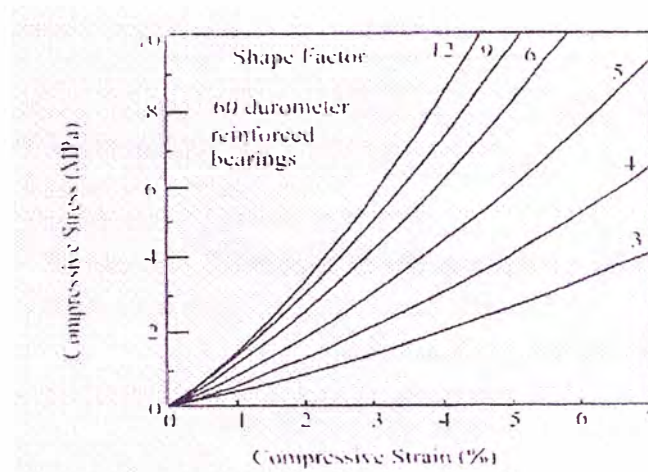


Figura 3.15 Curva Comportamiento Neopreno Dureza Shore 60

El valor del Strain a compresión es aprox. = 3.5%

El modijulo de Elasticidad del Neopreno:

$$E = 12365 \text{ ton/m}^2$$

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Otra propiedad muy importante del Neopreno es su modulo de corte G, el modulo de corte se especifica en el AASHTO de acuerdo a la dureza y a una temperatura de 73°F

Modulo de Corte

$G = 90 \text{ ton/m}^2$ a 142 ton/m^2 , vamos a considerar, $G = 116 \text{ ton/m}^2$ (prom)

Calculo en Estado Limite de Resistencia I considerando Socavación Total

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

$CD = 1.4$, de la tabla 3.9, , $P = 0.66 \text{ ton/m}^2$

$V = 3 \text{ m/seg}$ (Dato del estudio Hidráulico)

Ancho de viga cabezal= 0.80m $w = 0.80 \times 0.66 = 0.528 \text{ ton/m}$
 Ancho de 1 columna = 0.80m $w = 0.80 \times 0.66 = 0.528 \text{ ton/m}$
 Ancho de zapata = 4.0m $w = 4.0 \times 0.66 = 2.64 \text{ ton/m}$
 Diámetro de 1 pilote= 0.60m $w = .060 \times 0.66 = 0.396 \text{ ton/m}$

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0.8

Tabla 3.3 Coeficiente de Arrastre

Aplicando estas presiones laterales al modelo en SAP 2000, en e estado de carga tipo WA;

Identificación de nudos y Frame

Vista Isométrica del Modelo

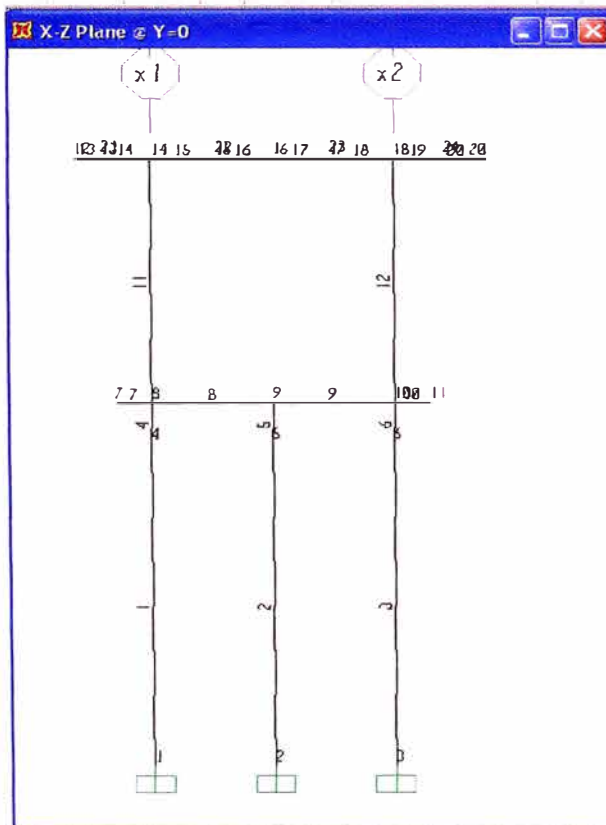


Figura 3.16 Nudos y Frame



Figura 3.17 Isométrico del Modelo

Cargas de la Superestructura

La carga de la superestructura se ha aplicado sobre la ubicación de los Neoprenos, el modelo plano considera 4 pares de neoprenos.

Cargas aplicadas, para el pilar 0.5

DC 75.74 ton, $(325.48-22.54)/4$

DW 5.635 ton, $(22.54/4)$

LL+IM 36.7 ton, $(146.8/4)$

Cargas en el modelo: DC

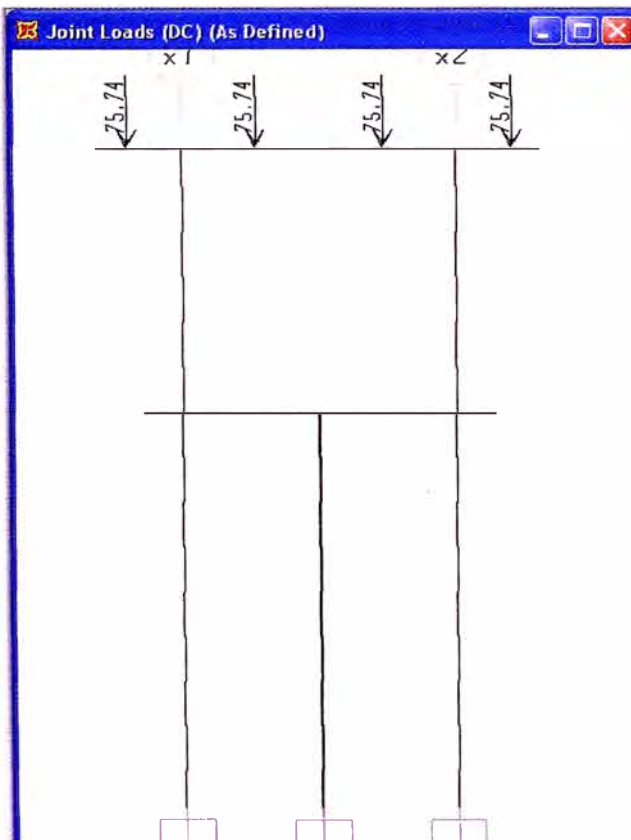


Figura 3.18 Cargas DC en el modelo

Cargas debido al flujo de Agua; DW

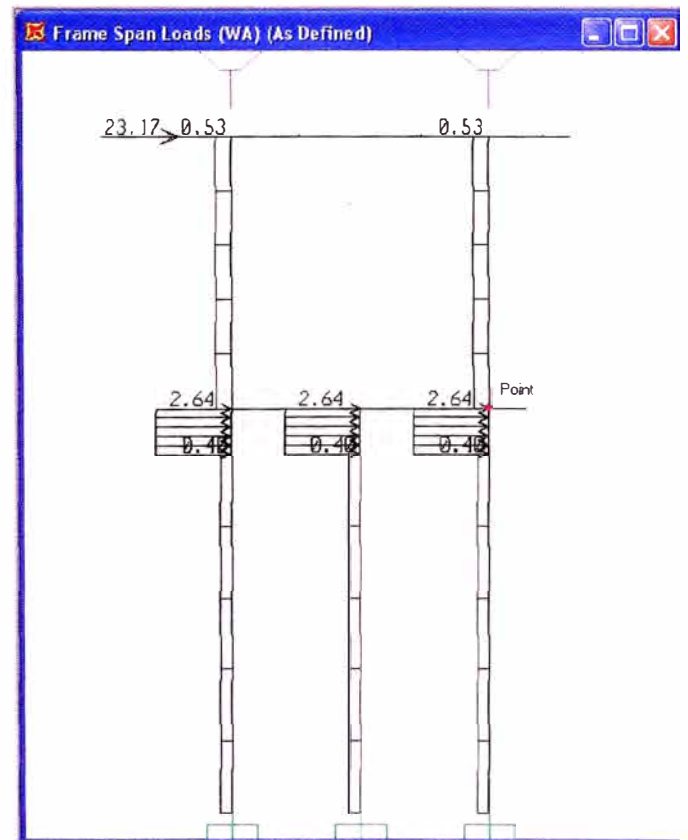


Figura 3.19 Cargas DW en el modelo



Combinaciones de carga

De las tablas 3.4 y 3.5, obtenemos:

Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	γ_P	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA III	γ_P		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_P 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20						
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
EVENTO EXTREMO I	γ_P	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00			
EVENTO EXTREMO II		0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20						
SERVICIO III	1.00	0.8	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
FATIGA (solamente LL,IM y CE)		0.75											

Tabla 3.4 Combinación de cargas y factores de carga

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes estructurales y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficie de Rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra	1.50	0.90
- Activa	1.35	0.90
- En reposo		
EV : Presión vertical de tierra		N/A
- Estabilidad Global	1.35	1.00
- Estructura de Retención	1.35	0.90
- Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
- Pórticos rígidos	1.35	0.90
- Estructuras Flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
- Alcantarillas Metálicas	1.50	
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Tabla 3.5 Notación y Factores de Carga para cargas Permanentes γ_P

Resistencia I- Socavado= $1.25DC+1.50DW+1.75 (LL+IM)$

Introducimos esta combinación en el modelo SAP

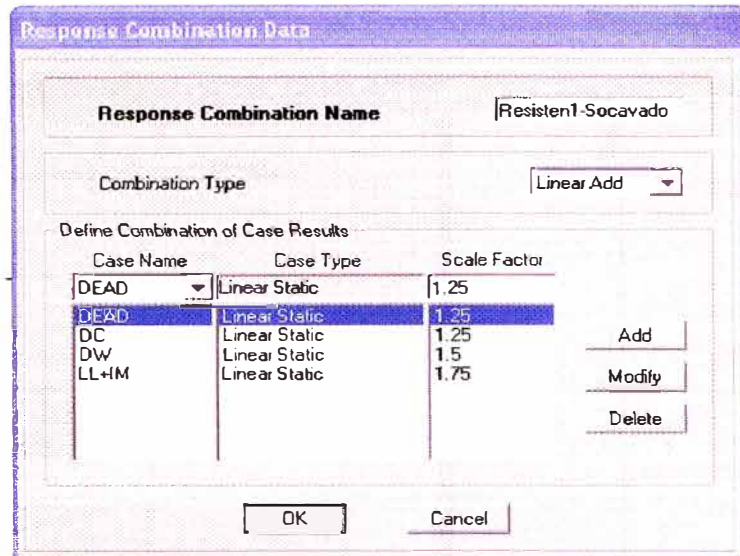


Figura 3.20 Salida del SAP de las combinaciones de carga

Se ha considera dos modelos:

Modelo 1: los pilotes socavados están empotrados en la roca.

Modelo 2: los pilotes socavados están articulados en la roca.

Resultados del Modelo 1

Fuerzas Axiales y Momentos debido al flujo de agua (WA):

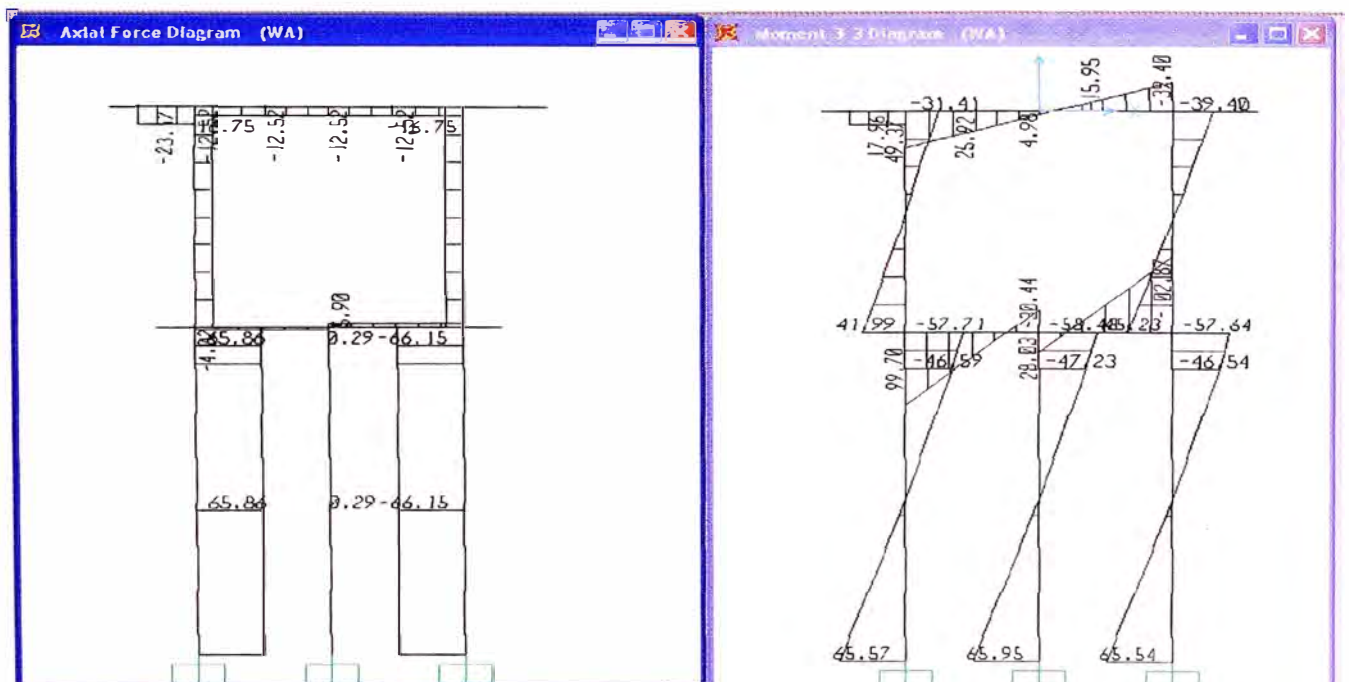


Figura 3.21 Fuerza Axial y Momento debido al flujo de agua, modelo 1

Fuerzas Axiales y Momentos debido al Estado Limite Resistencia 1- Socavado:

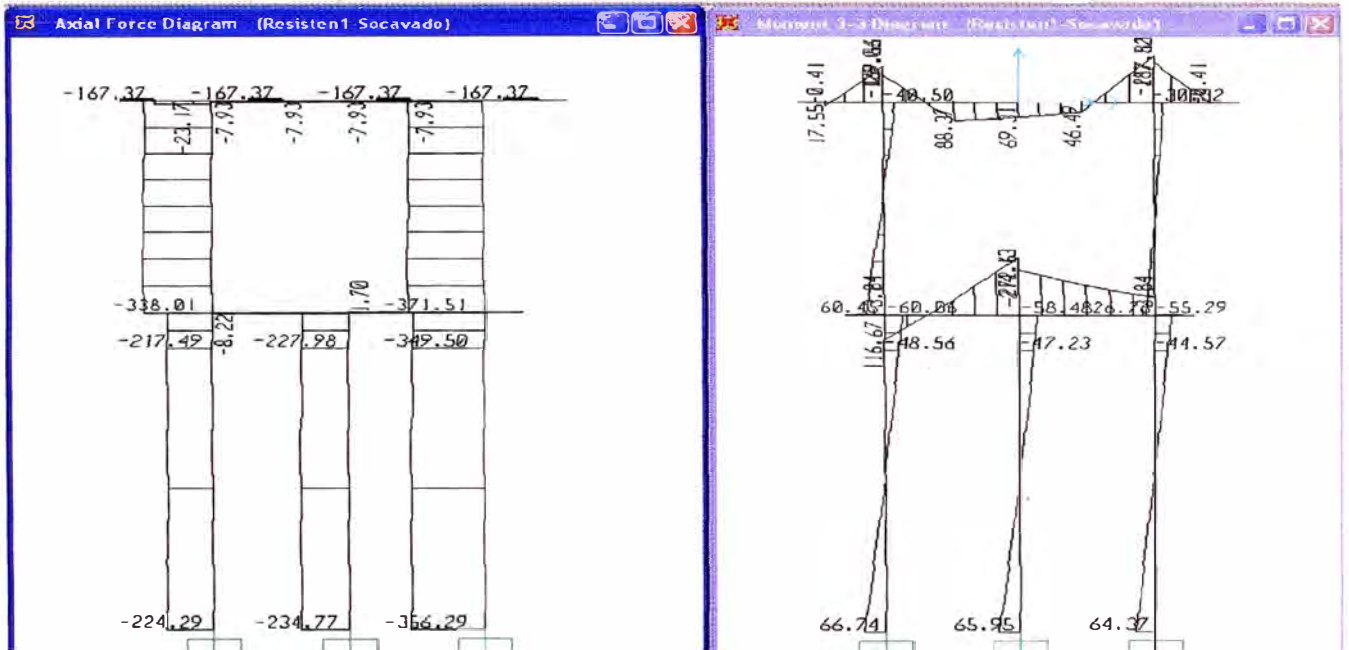


Figura 3.22 Fuerza Axial y Momento debido Resistencia 1-socavado, modelo 1

Resultados del Modelo 2

Fuerzas Axiales y Momentos debido al flujo de agua (WA):

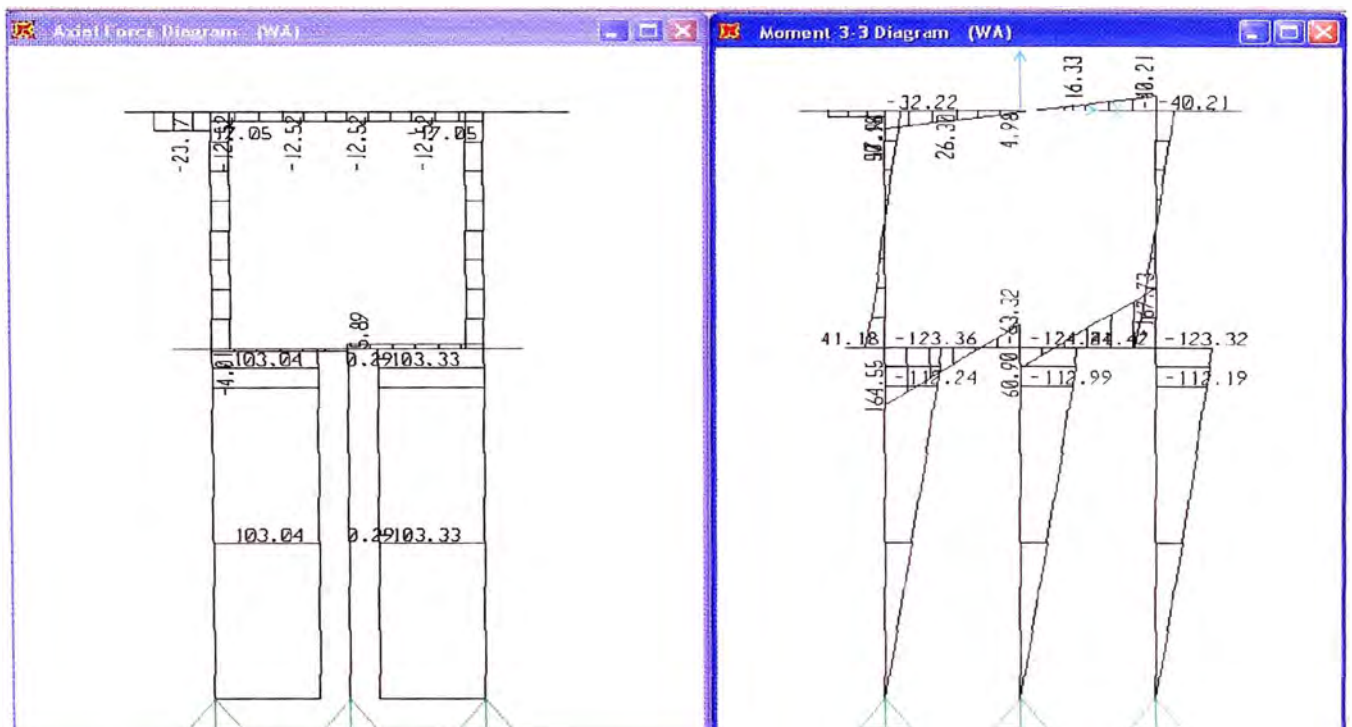


Figura 3.23 Fuerza Axial y Momento debido al flujo de agua, modelo 2

Fuerzas Axiales y Momentos debido al Estado Limite Resistencia 1- Socavado:

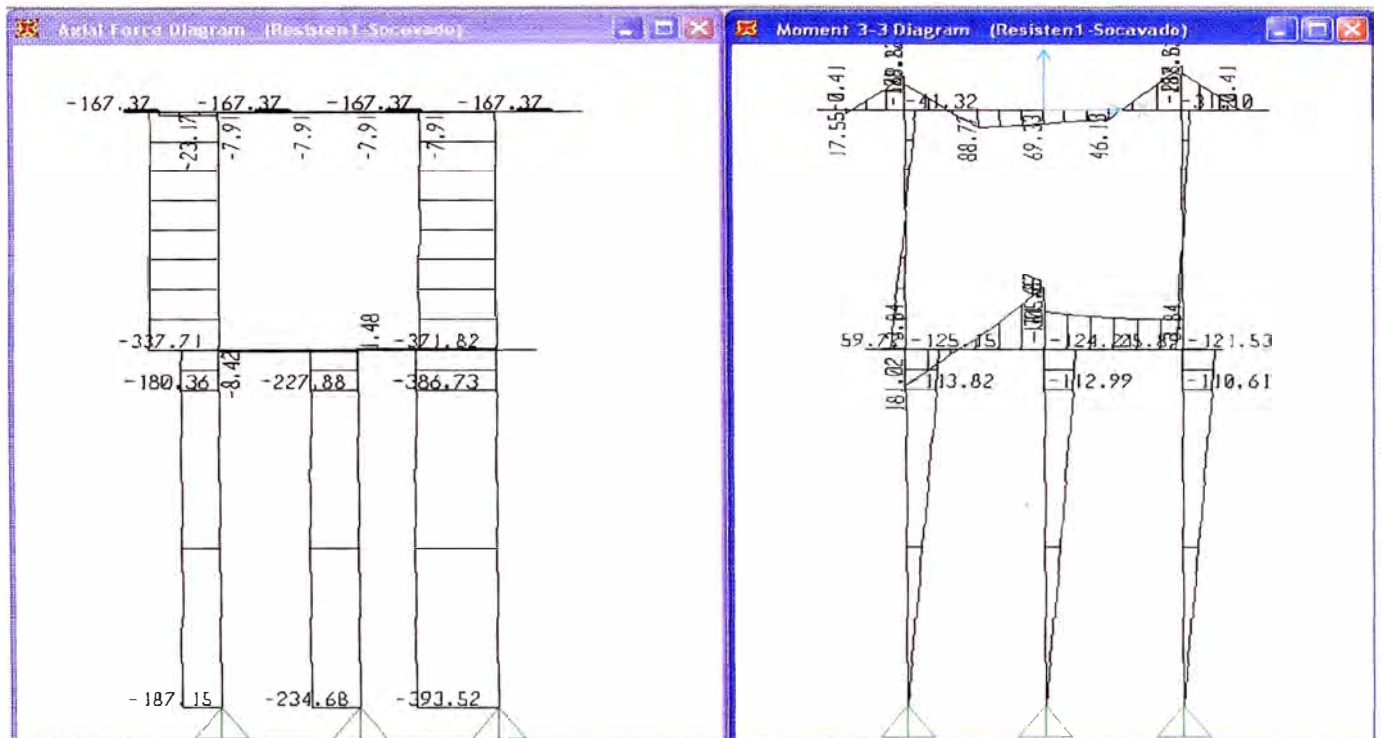


Figura 3.24 Fuerza Axial y Momento debido Resistencia 1-socavado, modelo 2

De los modelos 1 y 2 se considera las respuestas mas desfavorables, encontrándose que el pilote 1 es el mas desfavorable, en el estado limite de Resistencia 1 Socavado las fuerzas que actúan en dicho pilote son:

Fuerza Axial = 180.36 ton

Momento Flector = 113.82 ton-m

Debemos considerar que el modelo simplificado tiene 3 pilotes y el modelo real tiene 6 pilotes, entonces tomamos la mitad de estos valores

Fuerza Axial = 90.18 ton

Momento Flector = 56.91 ton-m

3.3 ANALISIS DINAMICO

De acuerdo con la Especificación AASHTO LRFD, se indica que las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4⁽⁵⁾ en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 3.10.6 y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R , especificado en el Artículo 3.10.7.1⁽⁵⁾

Las cargas sísmicas son el producto del coeficiente de respuesta sísmica, C_{sm} , por el peso equivalente de la superestructura. El peso equivalente es función del peso real y de la configuración del puente, y se incluye automáticamente en los métodos de análisis unimodales y multimodales especificados en el Art. 4.7.4⁽⁵⁾

EVENTO EXTREMO I : PUENTE CON SISMO

Un puente debe ser capaz de:

- Resistir sismos pequeños a moderados, dentro del rango elástico de los componentes estructurales, sin sufrir daño significativo.
- Soportar efectos sísmicos del mismo orden de magnitud de los prescritos para edificaciones corrientes en las normas sismorresistentes, y
- Cuando se vea afectado por movimientos sísmicos extremadamente fuertes no deben presentarse colapso del conjunto o de parte del puente.

Fuerzas sísmicas

Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y el 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

Zona Sísmica Equivalente

Se ha considerado el mapa sísmico del Perú, clasificándose en la Zona 3.

Coeficiente de Aceleración Sísmica

El coeficiente de aceleración "A" se ha determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia a aproximadamente 475 años. Para la

zona sísmica 3 el mapa sísmico del Perú corresponde a un coeficiente de aceleración $A=0.4$.

Entonces para la zona sísmica 3 el mapa sísmico del Perú corresponde a un coeficiente de aceleración $A=0.4$, para las especificaciones AASHTO este coeficiente esta en la zona sísmica 4 (tabla 3.6).

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Tabla 3.6 Zonas Sísmicas, según AASHTO

Categoría según la Importancia del puente:

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasifican según su importancia en:

- Puentes críticos.
- Puentes Esenciales, u
- Otros Puentes.

Se ha clasificado el puente Independencia en la categoría de puente Esencial.

De acuerdo al comentario del artículo 3.10.3 del AASHTO ⁽⁶⁾. En general, los puentes esenciales son aquellos que deberían como mínimo permanecer abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con periodo de recurrencia de 475 años.

Efectos de Sitio (S) (condiciones locales)

Para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, se usaran los valores de la tabla 3.7 según perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos.

Se ha clasificado el suelo como Tipo II, que corresponde a un perfil compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos y los tipos de suelo que yacen sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

$$S=1.2$$

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Tabla 3.7 Coeficientes de Sitio

Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

Al menos que se especificado de otra manera el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} para el “m-ésimo” modo de vibración, se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A$$

Donde: T_m = periodo de vibración del modo m (s)

A = Coeficiente de aceleración

S = Coeficiente de sitio

T	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
Csm	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.914	0.810	0.731	0.668	0.618	0.576	0.541	0.510	0.484	0.460	0.440
T	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	
Csm	0.421	0.404	0.389	0.375	0.363	0.351	0.341	0.331	0.321	0.313	0.305	0.297	0.290	0.283	0.277	

Cuadro 3.7 Interacción para graficar Espectro de Aceleración

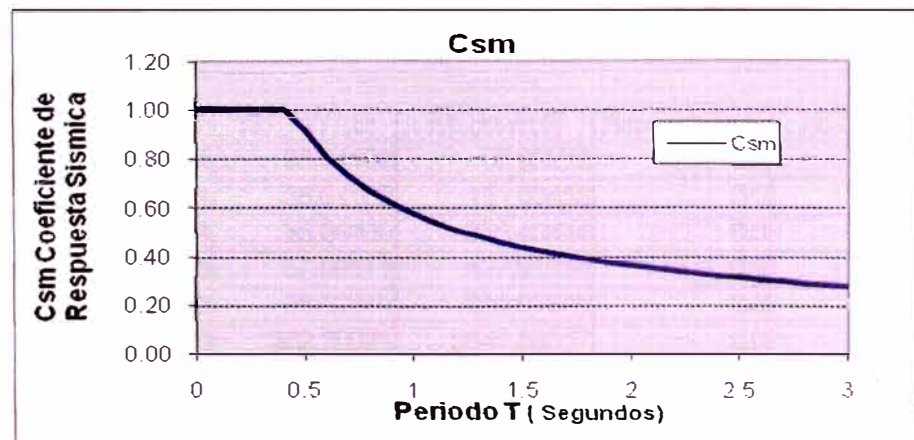


Figura 3.25 Espectro de Aceleración



Factores de Modificación de Respuesta Sísmica:

Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral. El apropiado valor de R se debe usar para ambos ejes ortogonales.

Para el caso de fundaciones, y para la zona sísmica 3 el mapa sísmico del Perú corresponde a un coeficiente de aceleración $A=0.4$, para las especificaciones AASHTO este coeficiente esta en la zona sísmica 4 (tabla 3.6) y de acuerdo al artículo 3.10.9.4.2 ⁽⁵⁾ de la misma Norma, se considera para fundaciones $R=1$.

Entonces, para Pilotes $R=1$

La interacción suelo-pilote lo hemos considerado como resortes ubicados cada metro en toda la longitud de cada uno de los pilotes, para esto se ha calculado el "Modulo de Balasto".

Coeficiente de Balasto horizontal K_h :

$$K_h = N_h \cdot Z/D$$

$$N_h = (N_c/(N_c \cdot 0.18 + 22))^{1.5} + 0.08, \text{ para arenas secas o húmedas en kg/cm}^3$$

$$N_h = ((N_c/(N_c \cdot 0.6 + 32))^{1.7} + 0.03), \text{ para arenas saturadas en kg/cm}^3$$

Donde N_c = numero golpes SPT

Z = profundidad de estrato

D = diámetro del pilote

La UNI realizó 2 sondajes de SPT y un cono Peck de 10 m alcanzando rechazo, con los datos de SPT se obtienen los siguientes valores de Coeficiente de balasto:

Z (m)	D (m)	Nc	Nn (kg/cm ³)	Nh (ton/m ³)	Kh (ton/m ³)	Area proy x m	Kh (ton/m)
1.5	0.6	2	0.03864	38.64109	96.60272	0.6	58
2.5	0.6	2	0.03864	38.64109	161.00453	0.6	97
3.5	0.6	2	0.03864	38.64109	225.40634	0.6	135
4.5	0.6	4	0.05706	57.05511	427.91334	0.6	257
5.5	0.6	5	0.06882	68.82314	630.87875	0.6	379
6.5	0.6	16	0.26230	262.30021	2841.58557	0.6	1705
7.5	0.6	32	0.62290	622.90328	7786.29105	0.6	4672
8.5	0.6	50	1.03000	1030.00000	14591.66667	0.6	8755

Cuadro 3.8 Calculo Coeficiente de Balasto 1er Sondaje SPT



Z	D(m)	Nc	Nn(kg/cm ³)	Nc (ton/m ³)	Kh (ton/m ³)	Area proy x m	Kh (ton/m)
1.5	0.6	3	0.04690	46.89837	117.24592	0.6	70
2.5	0.6	25	0.46129	461.28610	1922.02540	0.6	1153
3.5	0.6	42	0.85238	852.38431	4972.24179	0.6	2983
4.5	0.6	42	0.85238	852.38431	6392.88231	0.6	3836
5.5	0.6	100	1.95635	1956.34845	17933.19415	0.6	10760

Cuadro 3.9 Calculo Coeficiente de Balasto 2do Sondaje SPT

Para la verificación se ha tomado el promedio de los dos sondajes:

Prof.	Kh
1.5	64
2.5	625
3.5	1559
4.5	2046
5.5	5569
6.5	1705
7.5	4672
> 8.5	8755

Selección del método de análisis

Para las estructuras de múltiples tramos como es el caso del Puente Independencia, los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en la tabla 3.8.

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros Puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1		*	*	*	*	*	*
2	No se requiere análisis sísmico	SMUL	SM	SMUL	MM	MM	MM
3		SMUL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SMUL	MM	MM	MM	TH	TH

Tabla 3.8 Requisitos de análisis mínimos para efectos de sísmicos.

- * = no se requiere de análisis sísmico
- UL = método elástico de carga uniforme
- MM = método elástico multimodal
- TH = método de historia de tiempo

Como se tiene Zona sísmica = 4 y Puente esencial, entonces el análisis será multimodal para el caso del Puente Independencia.



Método Espectral Multimodal

Este método se utiliza según las especificaciones AASHTO para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Como mínimo para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal utilizando un modelo tridimensional.

El numero de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el numero de tramos del modelo. El espectro de respuesta sísmica elástica será usado para cada modo.

Combinación de Fuerzas Sísmicas Horizontales:

Para tomar en cuenta la incertidumbre direccional de los movimientos de un sismo severo y la ocurrencia simultánea de las fuerzas de este sismo en dos direcciones perpendiculares entre si, se utiliza una combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales, así:

$$\text{Sismo Longitudinal} = EQ_x$$

$$\text{Sismo Transversal} = EQ_y$$

$$EQ_1 = 100\% EQ_x + 30\%EQ_y, \text{ sismo longitudinal}$$

$$EQ_2 = 30\%EQ_x + 100\%EQ_y, \text{ sismo transversal}$$

Combinaciones de Carga

Se han considerando las siguientes combinaciones de carga, para el Evento extremo I, según las tablas 3.4 y 3.5:

$$EQX_R = 1.25DC + 1.50DW + (1EQ_x+0.3EQ_y)/R$$

$$EQY_R = 1.25DC + 1.50DW + (0.3EQ_x+1EQ_y)/R$$

Para Cimentaciones $R=1$.

Se ha considerado un modelo integral superestructura – subestructura cimentación, considerando al integración del terreno con la cimentación.

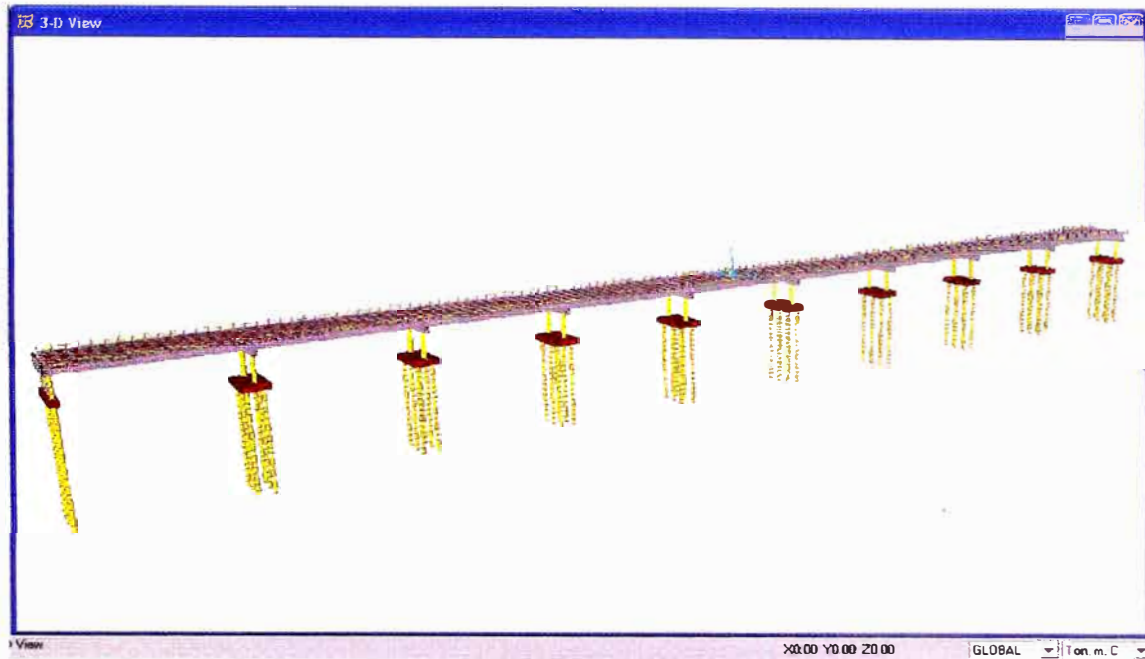


Figura 3.26 Vista del modelo en 3D

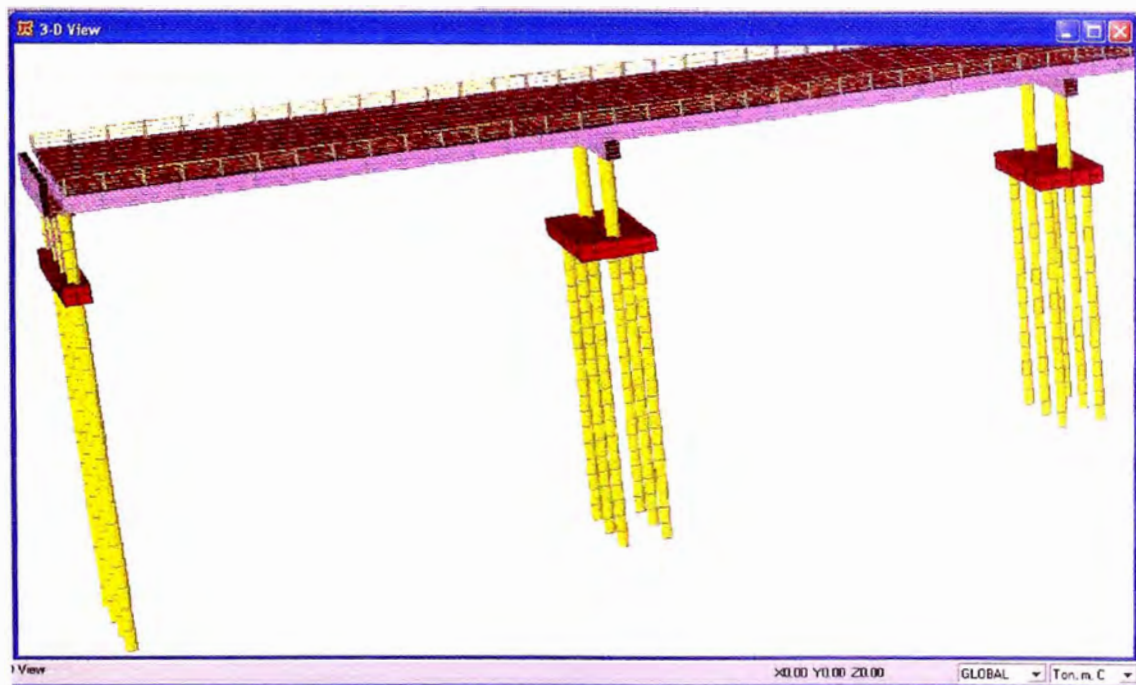


Figura 3.27 Modelo de la Cimentación en 3D en el Eje 0.5

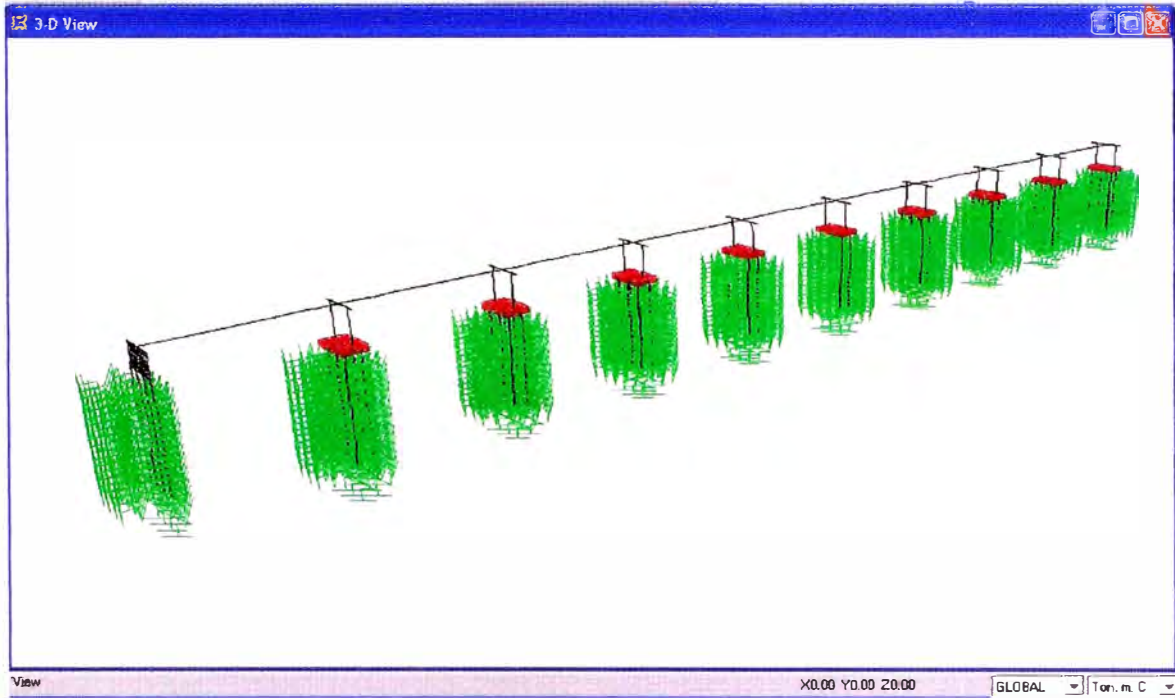


Figura 3.28 Vista del modelo sísmico del puente en el SAP

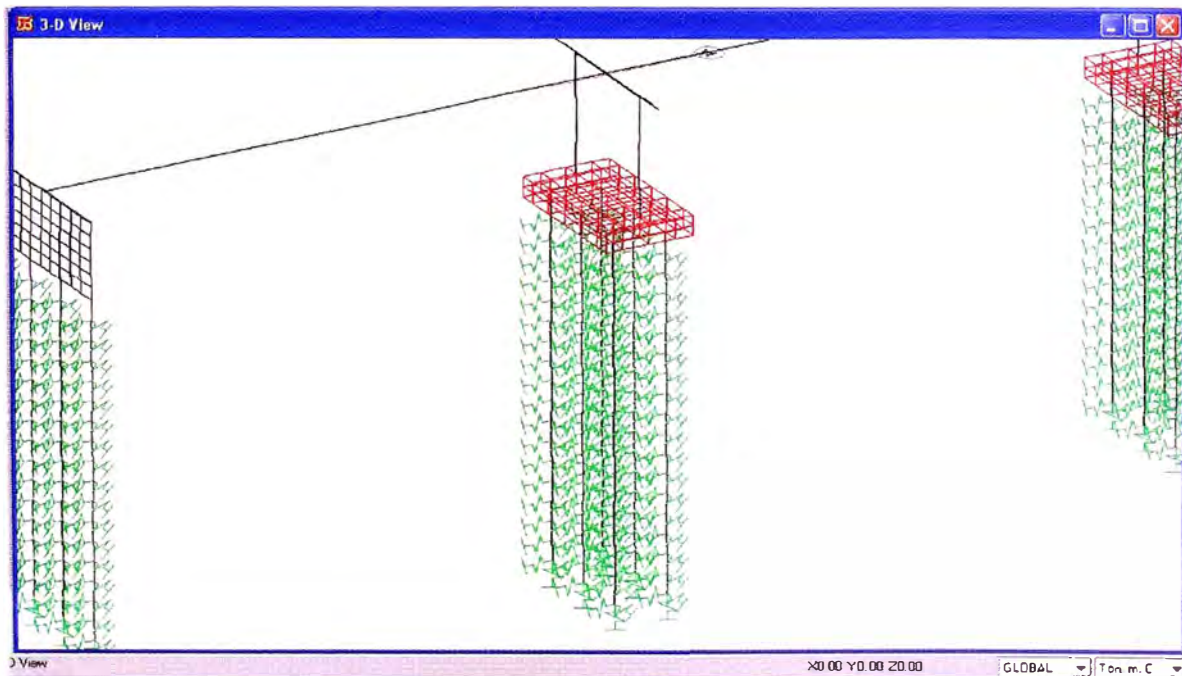


Figura 3.29 Modelo sísmico de la Cimentación en el Eje 0.5

Proceso en SAP 2000, Obtenemos:

Pilar Eje 0.5

COMBINACION1: $EQX_R = 1.25DC + 1.50DW + (1EQ_x+0.3EQ_y)$

M33= 54.92 ton (longitudinal)

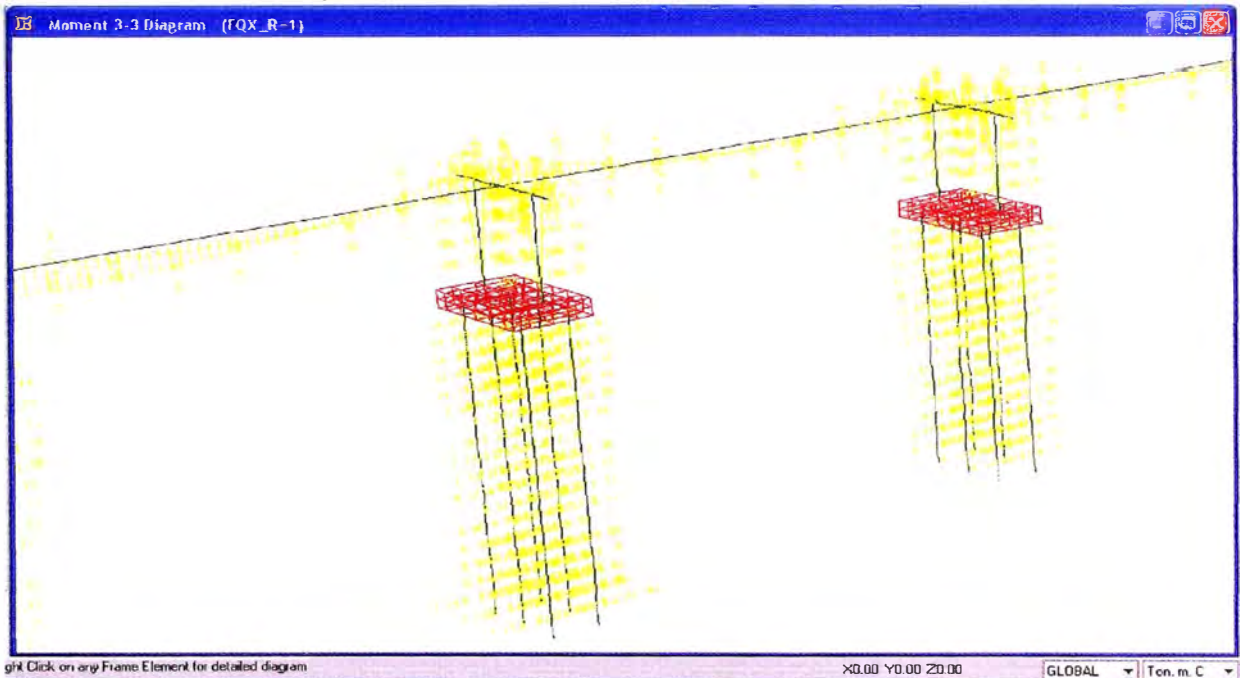


Figura 3.30 M33 debido al sismo con la Combinación de Carga 1

M22= 25.40 ton (transversal)

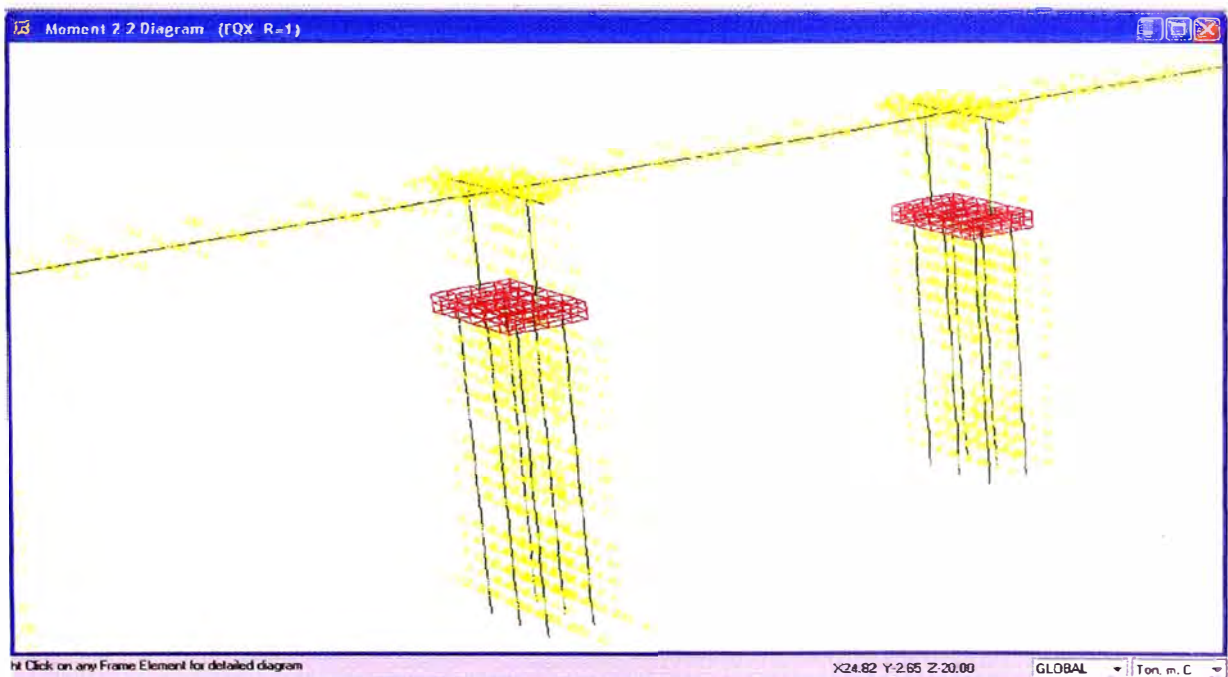


Figura 3.31 M22 debido al sismo con la Combinación de Carga 1

Axial= 237.22.08 ton

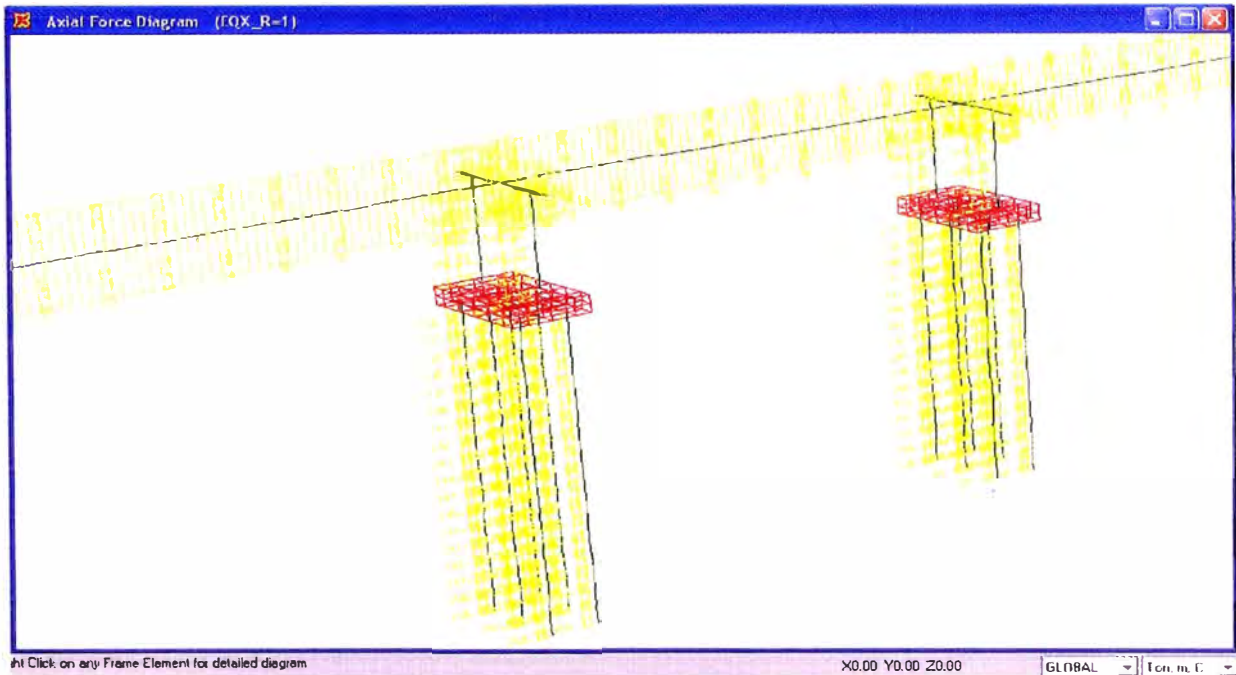


Figura 3.32 Fuerzas axiales debido al sismo con Combinación de Carga 1

COMBINACION 2: $EQY_R = 1.25DC + 1.50DW + (0.3EQ_x + 1EQ_y)$

M33= 16.34 ton (longitudinal)

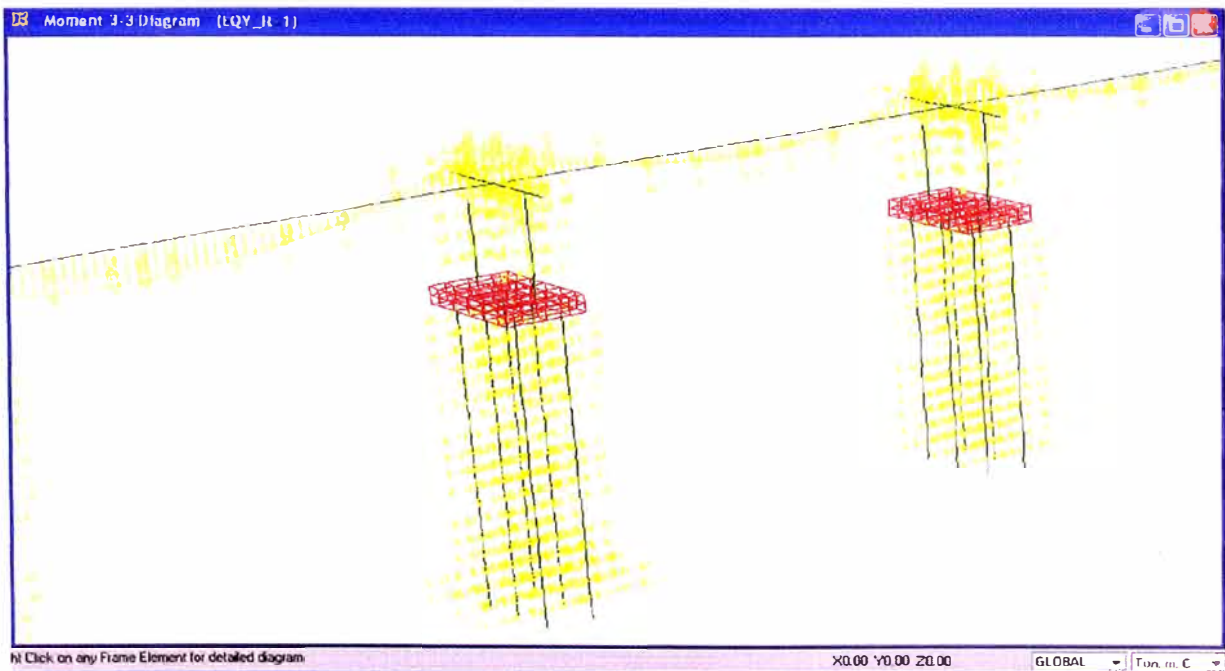


Figura 3.33 M33 debido al sismo con la Combinación de Carga 2

M22= 83.60 ton (transversal),

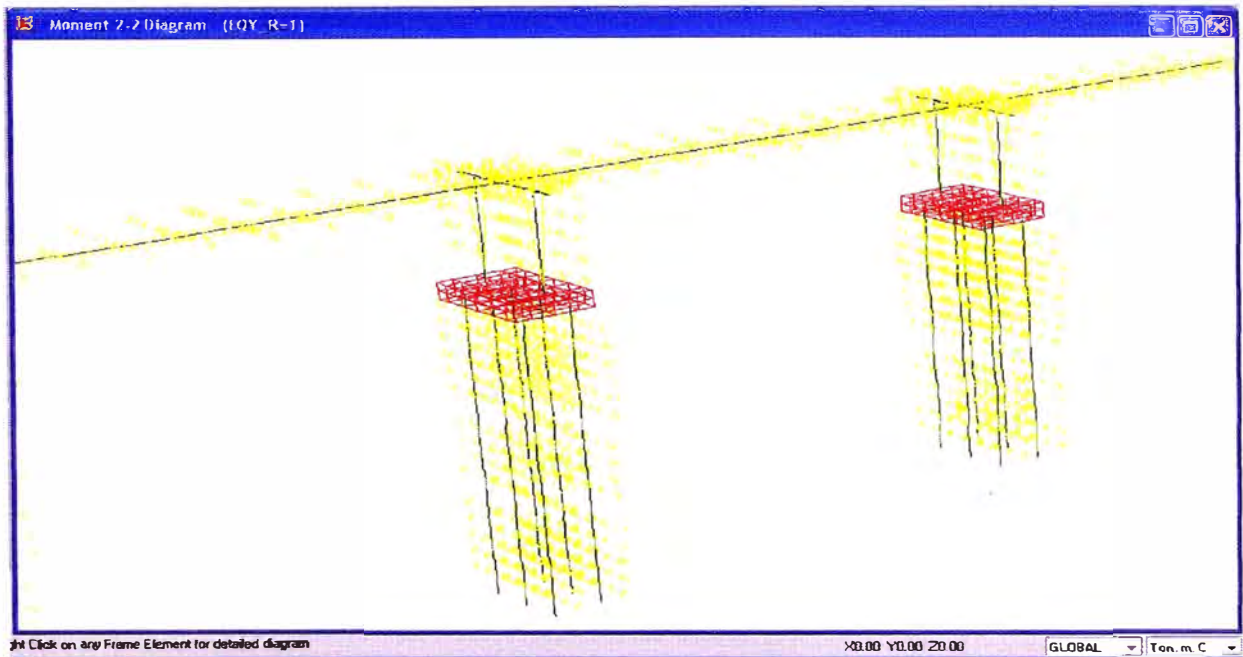


Figura 3.34 M22 debido al sismo con la Combinación de Carga 2

Axial= 369.04 ton

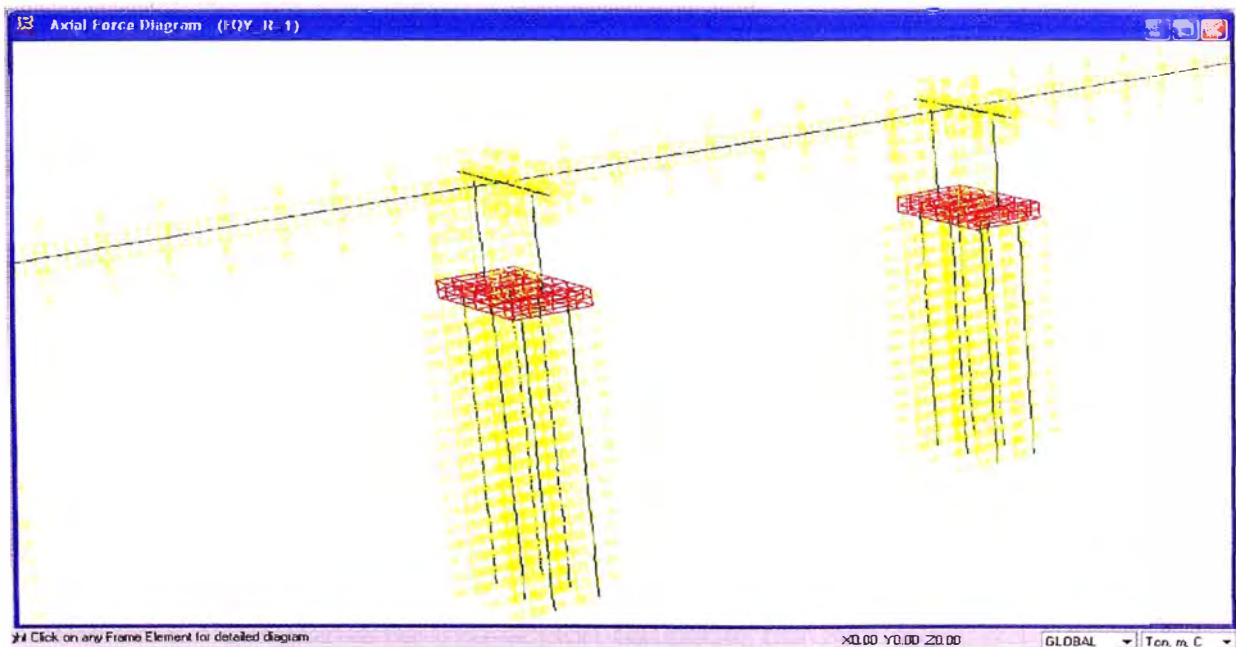


Figura 3.35 Fuerzas axiales debido al sismo con la Combinación de Carga 2

CAPITULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Verificación Por Presión Hidráulica

De los modelos 1 y 2 se considera las respuestas mas desfavorables, encontrándose que el pilote 1 es el mas desfavorable, en el estado limite de Resistencia 1 Socavado las fuerzas que actúan en dicho pilote son:

Fuerza Axial = 90.18 ton

Momento Flector = 56.91 ton-m

Diseño del Pilote:

Para la verificación del diseño del pilote utilizamos el programa PCACOL, ingresando los datos siguientes:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, \varnothing pilote = 600 mm, N° barras = 14, \varnothing acero = 25 mm

$F = 901.8 \text{ KN}$, $M = 569.1.1 \text{ KN-m}$

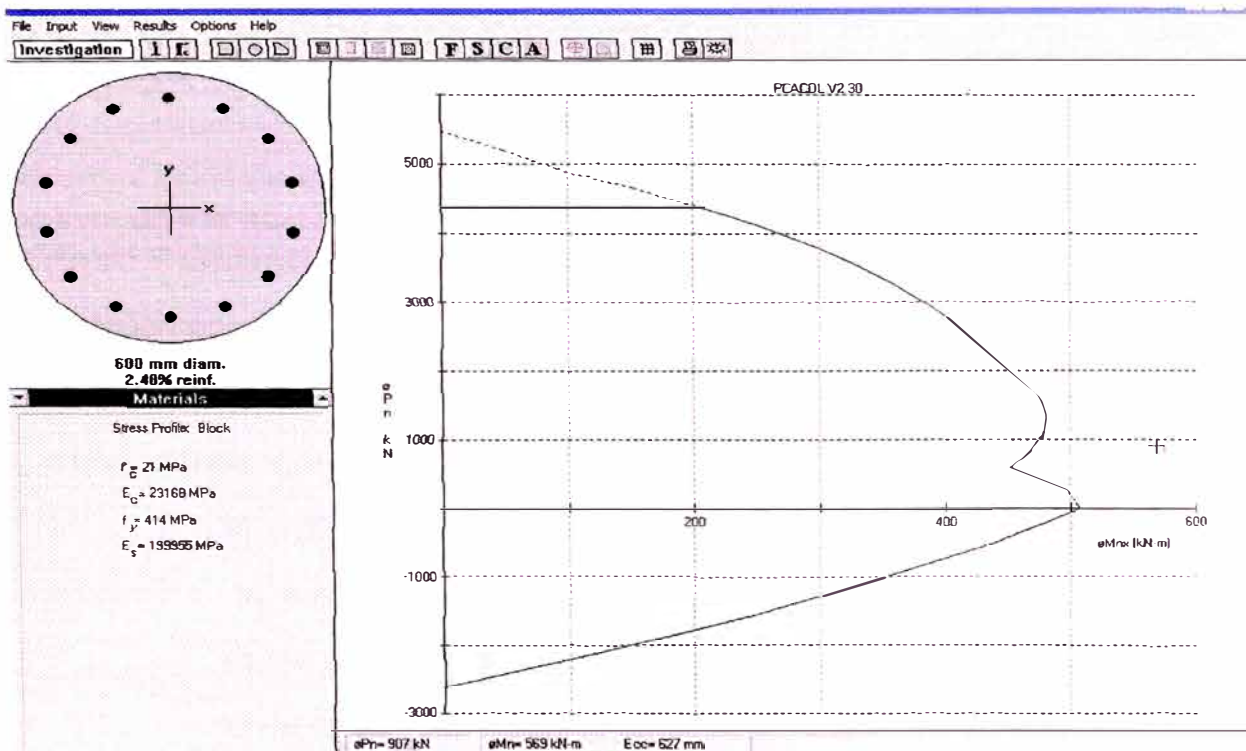


Figura 4.1 Diagrama de Interacción del pilote por Resistencia 1 Socavado

Observamos que la sección transversal y el acero no absorben satisfactoriamente para el Estado de Resistencia I, se plantea un rediseño, manteniendo la misma cuantía:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, \varnothing pilote = 660 mm, N° barras = 17, \varnothing acero = 25 mm,
 $F = 901.8 \text{ KN}$, $M = 569.1.1 \text{ KN-m}$

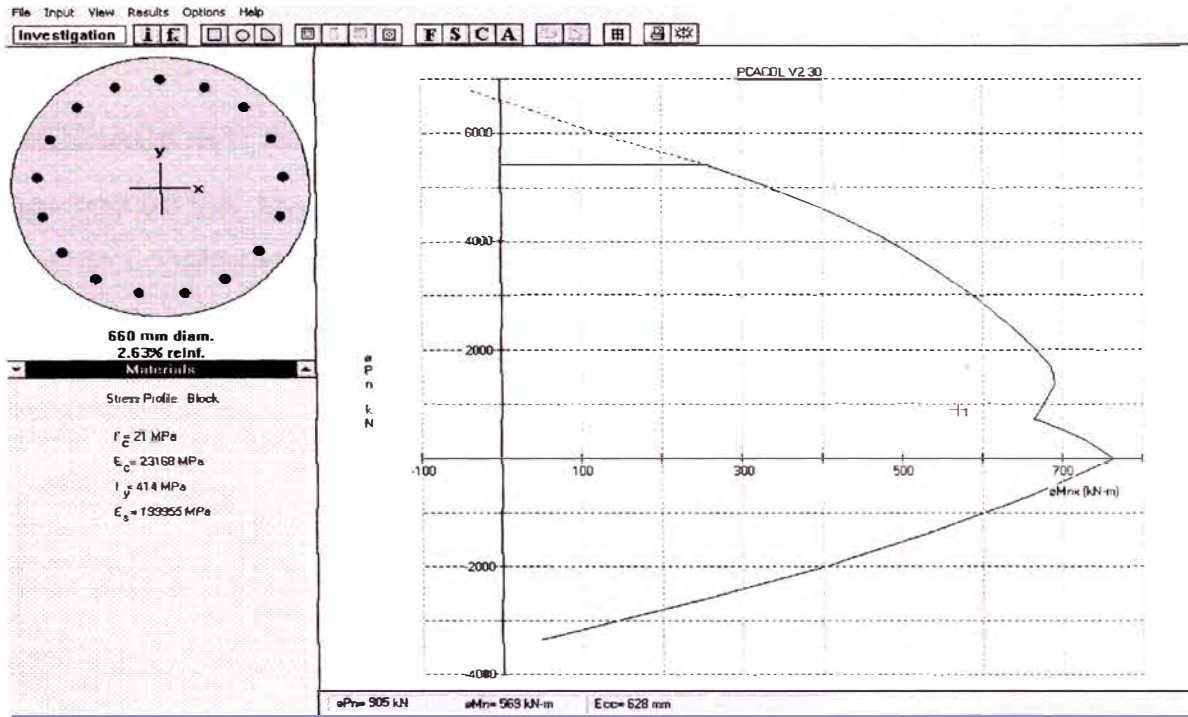


Figura 4.2 Diagrama de Interacción rediseño del pilote por Resistencia 1 Socavado

Podemos observar en este diagrama de interacción del pilote, que la sección transversal y el acero propuesto absorben satisfactoriamente para el Estado Limite de Resistencia I, considerando Socavación Total.

Verificación por corte:

A.C.I. (Cap. 11)

$$V_u \leq \varnothing V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd = 0.53\sqrt{(210)}*66*62 = 31428.32 \text{ kg} = 31.43 \text{ Ton}$$

$$V_s = A_vF_yd/s = (0.71*2)*4200*62/20 = 18488.4 \text{ kg} = 18.49 \text{ Ton}$$

$$\varnothing V_n = 0.85*(31.43+18.49) = 42.43 \text{ Ton}$$

$$V_u = 12.64, \text{ ok}$$

4.2 Verificación por Sismo

RESPUESTA SISMICA

Pilar Eje 0.5

COMBINACION1: $EQX_R = 1.25DC + 1.50DW + (1EQ_x + 0.3EQ_y)$, $R=1$

Axial= 237.22 ton, Momento Transversal $M_{22}= 25.40$ ton-m

Momento Longitudinal $M_{33}= 54.92$ ton-m

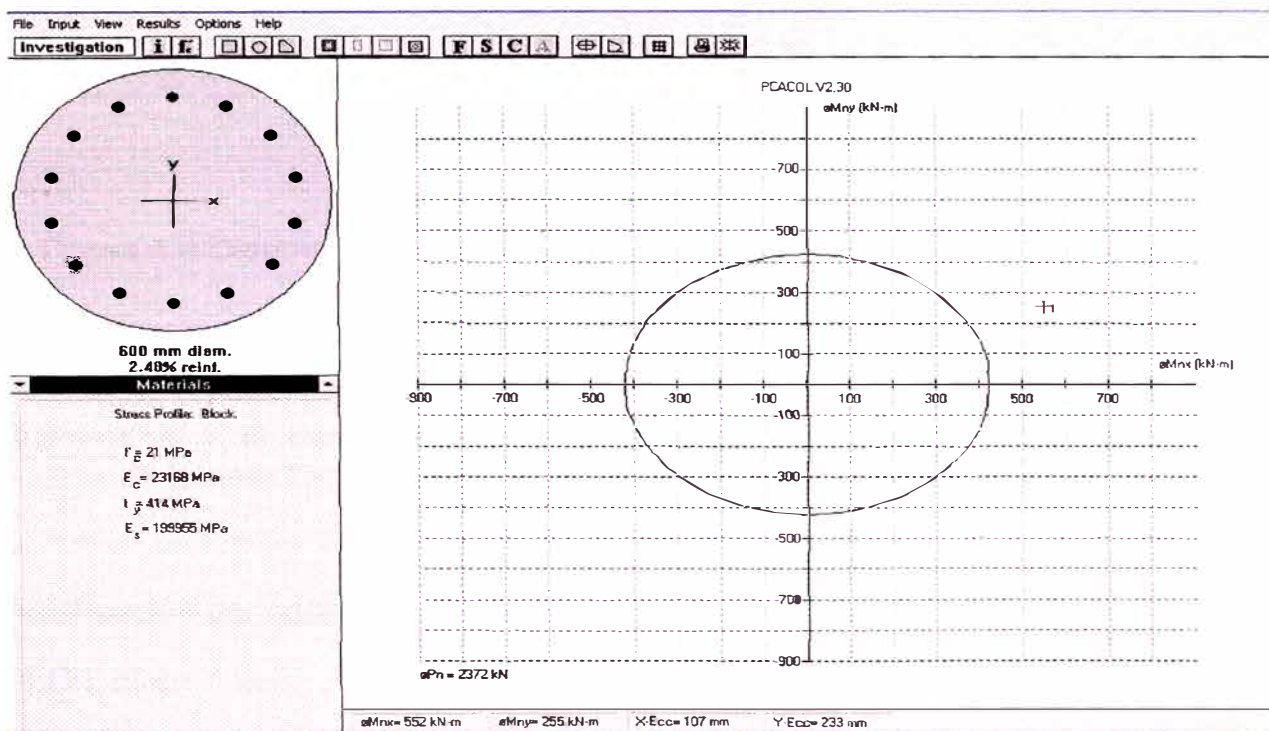


Figura 4.3 Diagrama Interacción del pilote por sismo EQX

Observamos que la sección transversal y el acero no absorben satisfactoriamente para el Estado de Evento Extremo-Puente con Sismo longitudinal, se plantea un rediseño:

Diámetro = 80cm, N° varillas = 18 de 1",

Axial= 2372.2 KN, Mto.Transv. $M_{22}= 254.0$ KN-m, Mto.Long. $M_{33}= 549.2$ KN-m

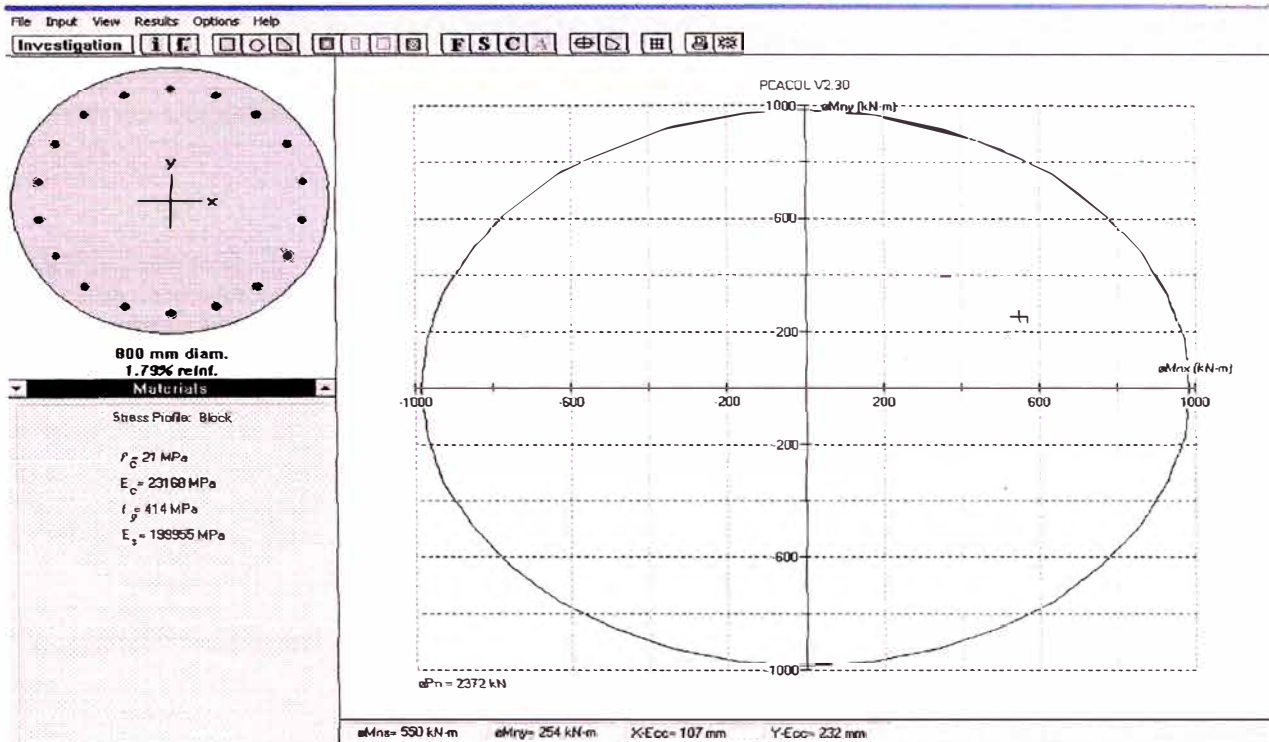


Figura 4.4 Diagrama Interacción Rediseño del pilote por sismo combinación 1

Podemos observar en este diagrama de interacción del pilote, que la sección transversal y el acero propuesto absorbe satisfactoriamente para el Estado Limite de Evento Extremo, Puente con sismo, combinación 1.

Verificación por corte:

A.C.I. (Cap. 11)

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd = 0.53\sqrt{210}\cdot 60\cdot 56 = 25806.24 \text{ kg} = 25.81 \text{ Ton}$$

$$V_s = A_vF_yd/s = (0.71\cdot 2)\cdot 4200\cdot 56/20 = 16699.20 \text{ kg} = 16.70 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85\cdot (25.81 + 16.70) = 36.13 \text{ Ton}$$

$$V_u = 18.58 \leq 36.13, \text{ ok}$$

COMBINACION 2: $EQY_R = 1.25DC + 1.50DW + (0.3EQ_x + 1EQ_y)$, $R=1$

Axial= 369.04.8 ton

Momento Transversal M22= 83.60 ton

Momento Longitudinal M33= 16.34 ton

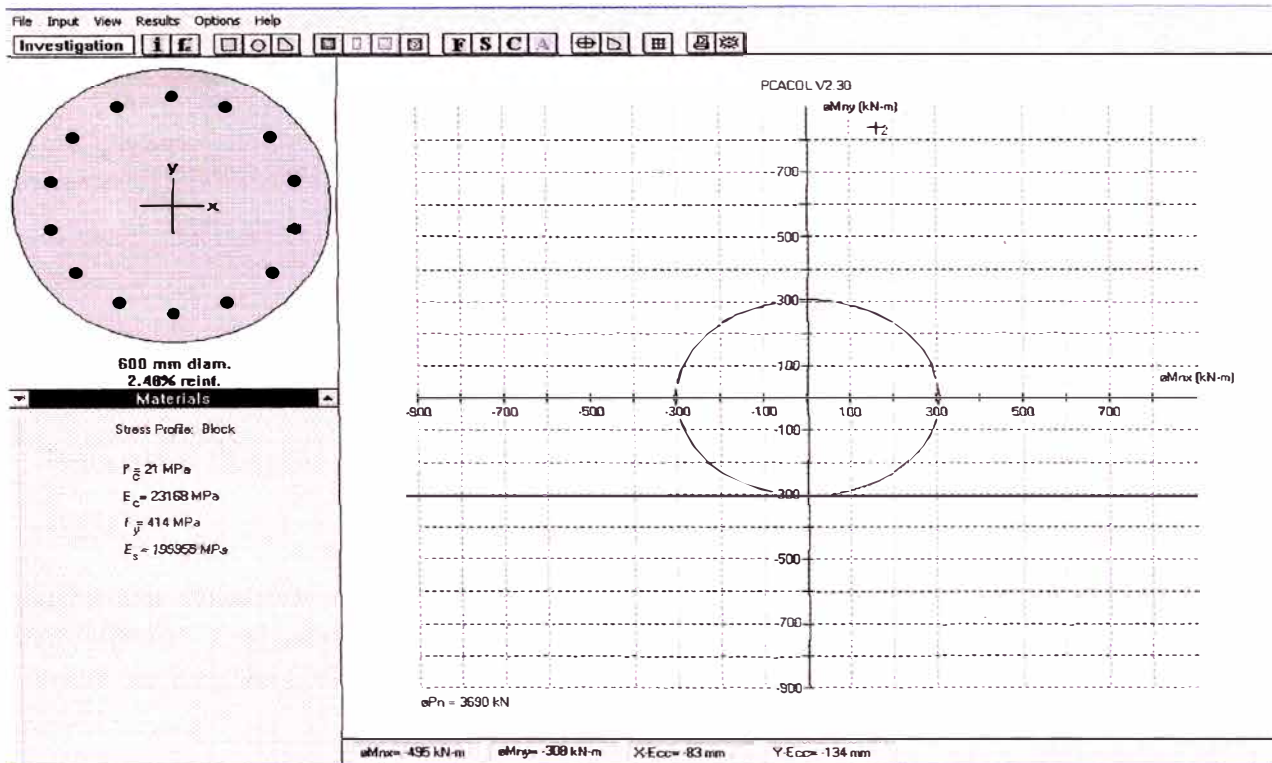


Figura 4.5 Diagrama Interacción del pilote por sismo combinación 2

Observamos que la sección transversal y el acero no absorben satisfactoriamente para el Estado de Evento Extremo-Puente con Sismo transversal, se plantea un rediseño:

Diámetro = 80cm, N° varillas = 18 de 1"

Axial= 3690.4KN, Mto.Transv. M22= 836.0 KN-m, Mto. Long. M33= 163.4 KN-m

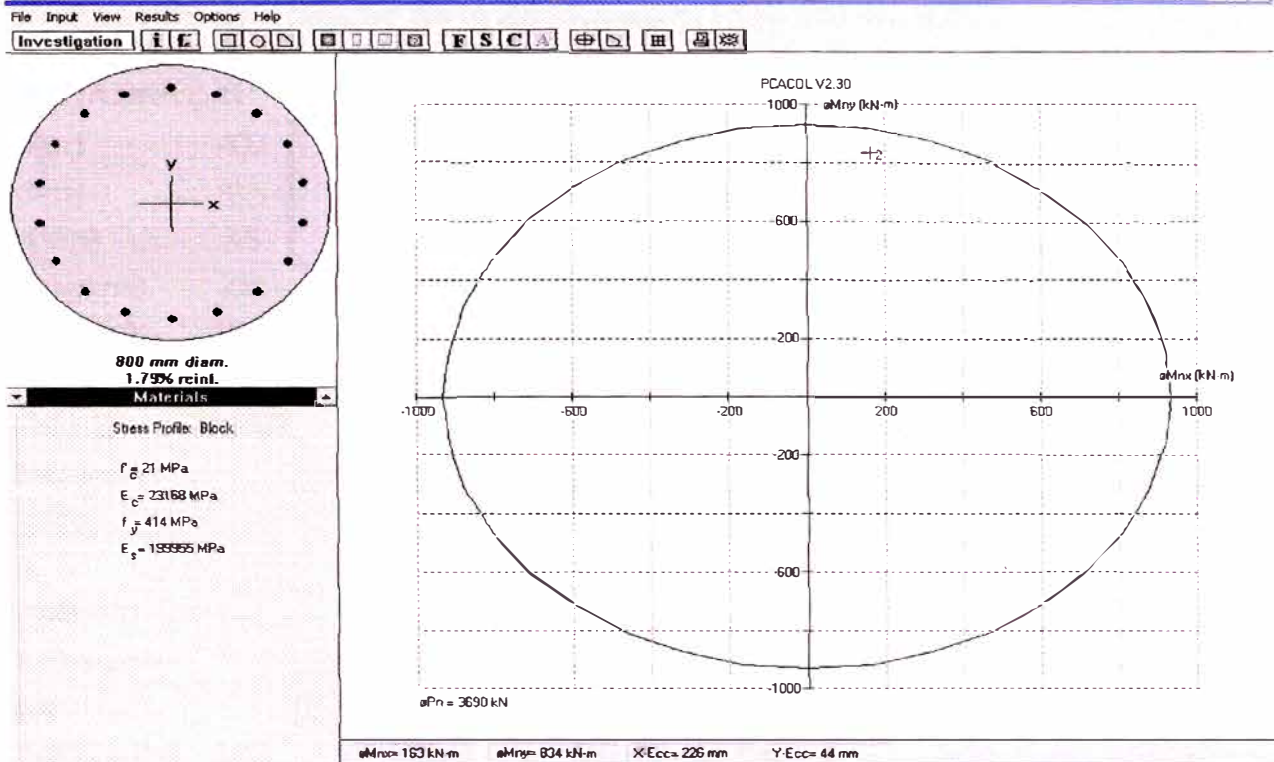


Figura 4.6 Diagrama Interacción Rediseño del pilote por sismo combinación 2

Podemos observar en este diagrama de interacción del pilote, que la sección transversal y el acero propuesto absorbe satisfactoriamente para el Estado Limite de Evento Extremo, Puente con sismo, combinación 2.

Verificación por corte:

A.C.I. (Cap. 11)

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c} b_w d = 0.53\sqrt{210} * 60 * 56 = 25806.24 \text{ kg} = 25.81 \text{ Ton}$$

$$V_s = A_v F_y d / s = (0.71 * 2) * 4200 * 56 / 20 = 16699.20 \text{ kg} = 16.70 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * (25.81 + 16.70) = 36.13 \text{ Ton}$$

$$V_u = 27.69 \leq 36.13, \text{ ok}$$

Verificación del diseño de la Zapata en el Pilar del eje 0.5:

LONGITUDINAL (M₁)

b (cm)	400		
d (cm)	92.5	100	
d (cm \varnothing)	7.5	400	
f _c (kg/cm ²)	210	con 2Ø1" adic.	
F _y (kg/cm ²)	4200		
A _s (cm ²)	28Ø1"	14280	153.00
A' _s (cm ²)	14Ø5/8	2800	28.00
M ₁₂ (ton-m)		89.96	89.96
A _s -A' _s		11480	125.00
a		6.75	7.35
d-a/2		89.12	88.82
M ₁₁ (ton-m)		386.75	419.69
M _u		476.71	509.66
SAP, EQX_R=2	M11	500x	500 ok!

TRANSVERSAL

b (cm)	590		
d (cm)	92.5	100	
d (cm \varnothing)	7.5	590	
f _c (kg/cm ²)	210		
F _y (kg/cm ²)	4200		
A _s (cm ²)	15Ø1"	86.70	
A' _s (cm ²)	20Ø5/8	42.00	
p actual		0.00	
M ₁₂ (ton-m)		134.95	
A _s -A' _s		44.70	
a		1.78	
d-a/2		91.61	
M ₁₁ (ton-m)		154.79	
M _u		289.73	
SAP, EQX_R=2	M22	150 ok!	

Cumple con 2Ø1" adicionales.

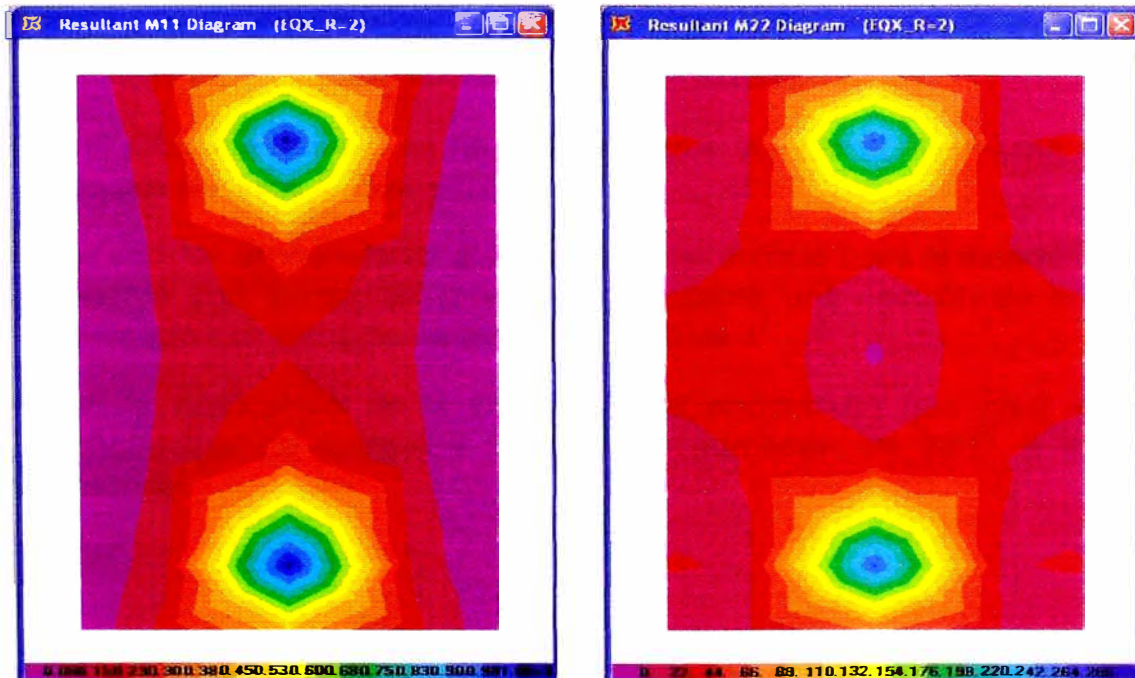


Figura 4.7 Diagrama Momento M11 y Momento M22

Los valores de los momentos para EQY_R=2, son menores a los de EQX.



CONCLUSIONES

- El Expediente de la Ampliación del Puente Independencia no consideraron el diseño de la cimentación por efecto del sismo, en la verificación realizada se ha encontrado que este efecto es el estado límite más desfavorable.
- Es importante considerar en el modelo sísmico la interacción suelo-pilote, en el modelo esa interacción se ha realizado por medio de resortes y considerando el coeficiente de balasto.
- Por verificación Resistencia I-Socavado se ha rediseñado y la sección del pilote para este evento se incrementa en un 10%, y el refuerzo de acero en un 20%.
- Al área de la sección del pilote requiere aumentarse en un 30% y el refuerzo en un 30% por efectos de sismo.
- El factor de Modificación de respuesta Sísmica considerado fue $R=1$, alto pero es el que recomienda para Fundaciones la Norma AASHTO LRFD.
- Los efectos de socavación y sísmico para los puentes ubicados en esta parte de la geografía peruana son los más críticos.
- No cumple el diseño por flexocompresión, en el expediente no se realizó análisis sísmico para diseño de la cimentación profunda.
- Del presente estudio se ha verificado que cumple el diseño por corte en los dos estados límites analizados.
- La sección propuesta en el expediente no cumple para el estado límite de Puente con sismo, se propone la siguiente una sección de 80 cm de diámetro con refuerzo de acero de 18 \varnothing de 1".
- En la verificación de la zapata se ha encontrado que para el sismo longitudinal no cumple y se propone aumentar en 2 \varnothing 1" el acero en tracción.



RECOMENDACIONES

- Se debe realizar siempre aparte del Diseño Estático también el diseño Dinámico. En nuestra verificación el diseño por sismo fue el más desfavorable.
- Realizar más sondajes SPT para definir el Coeficiente de Balasto con más información para cimentaciones piloteadas.
- Considerar siempre un modelo de análisis integral superestructura-subestructura-cimentación, considerando la interacción del terreno con la cimentación.
- En nuestro país por la ocurrencia del fenómeno de El Niño y por estar en una zona sísmica, los análisis por efecto Hidráulico y sismo son importantes y vitales para puentes ubicados en la costa Peruana.



BIBLIOGRAFIA

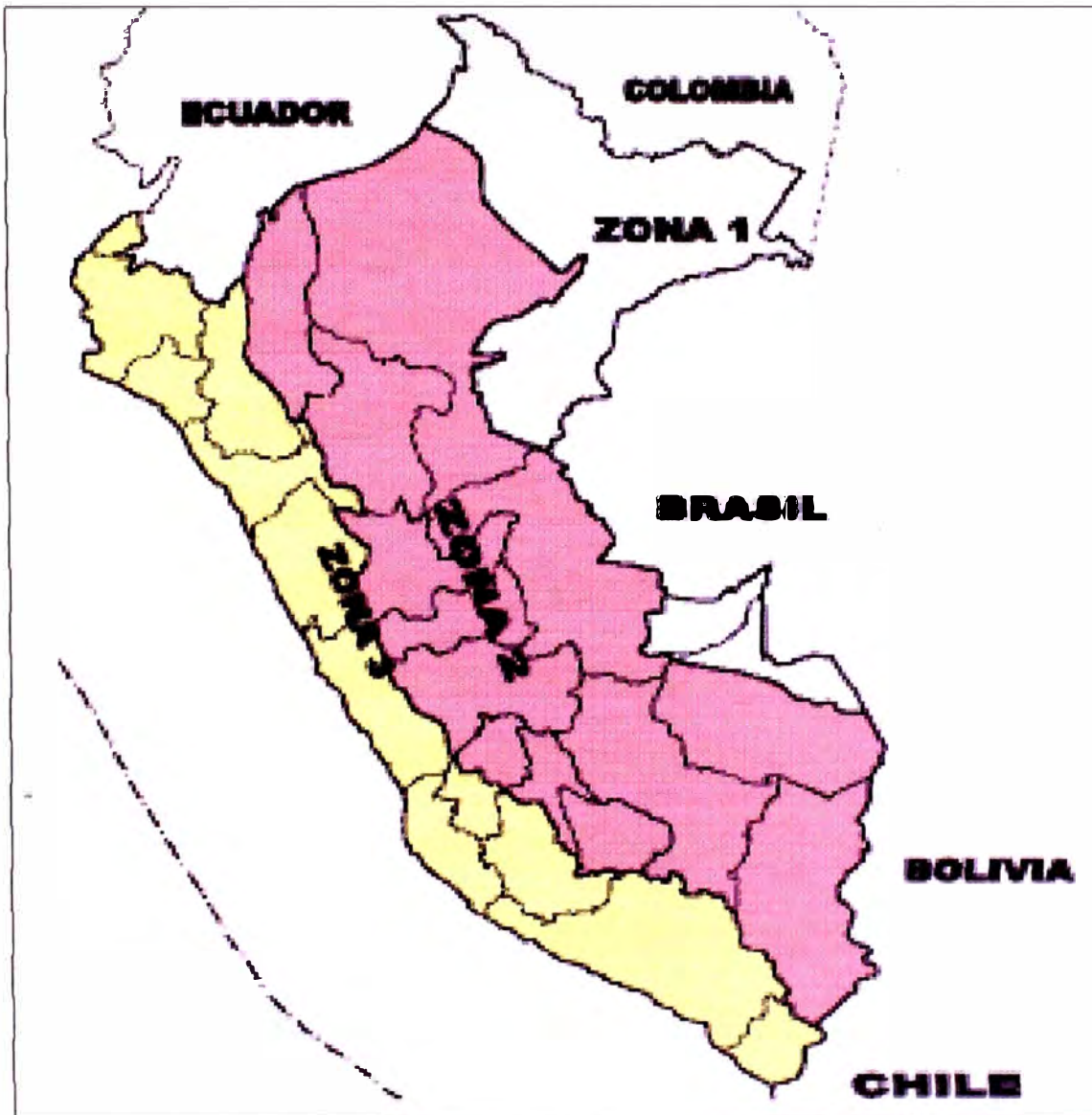
1. Sánchez Moya, Víctor – Reconstrucción del Tramo Faltante y Mejoramiento del Actual Puente Independencia - Carretera Catacaos-La Arena – Sechura-Piura – Expediente Técnico; Provías Nacional – Proyecto Especial de Infraestructura de Transporte Nacional - Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Mayo 2,005.
2. Tomlinson, M. J.; Cimentación Diseño y Construcción; Trillas, México.
3. Alva Hurtado, J. E., Cimentaciones Profundas. Seminario Cimentaciones de Estructuras. Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, Lima, 1993.
4. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Diseño de Puentes, Lima, 2003.
5. AASHTO LRFD Bridge Specifications, 1998.

ANEXOS

MAPAS



Mapa N°1 Ubicación del Puente Independencia, en la Carretera Piura-Sullana.



Mapa N°02: Mapa de zonas sísmicas en el Perú



Mapa N°03: Mapa del Perú de Isoaceleraciones para 50 años de vida útil



FOTOGRAFIAS



FOTO N°01: Vista del antiguo Puente Independencia, que fallo en El Niño de 83.



FOTO N°02: Vista Puente Independencia, el nuevo construido en 1985, que fue sobrepasado en El Niño del 1998.

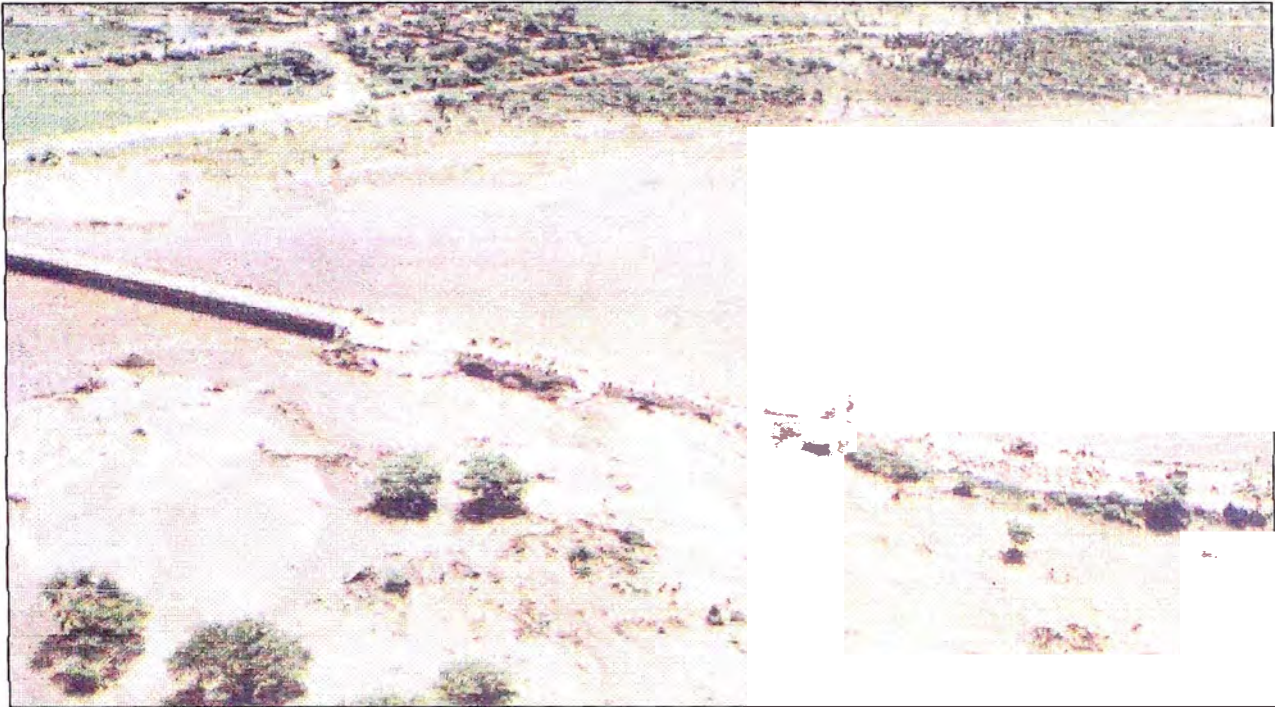
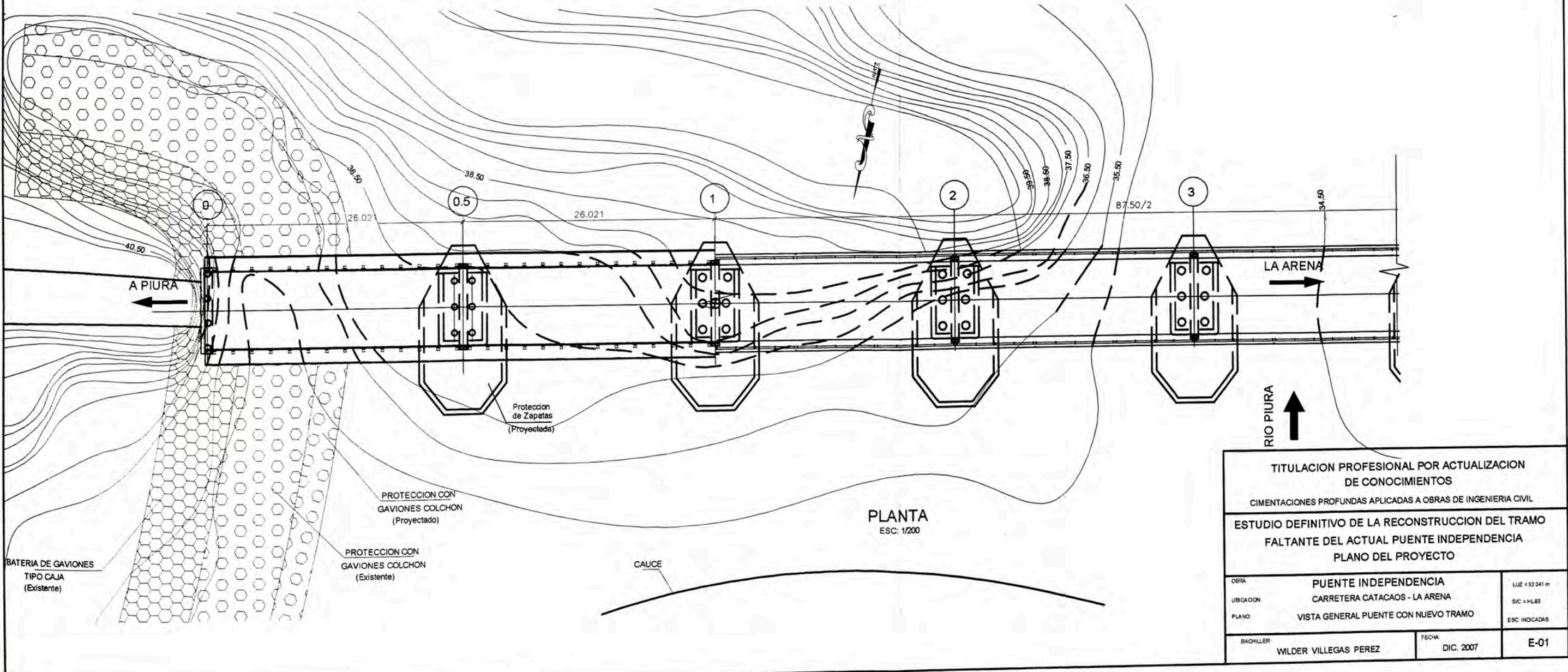
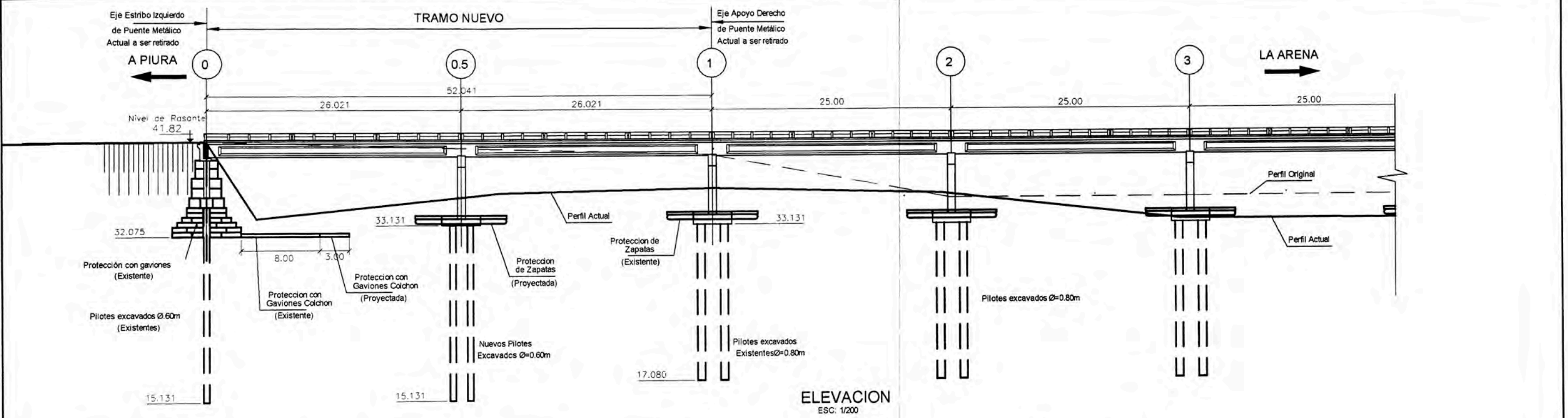


FOTO N°03: Vista del nuevo Puente Independencia en el niño del 1998, construido en 1985 a 50 m aguas arriba del antiguo Puente.

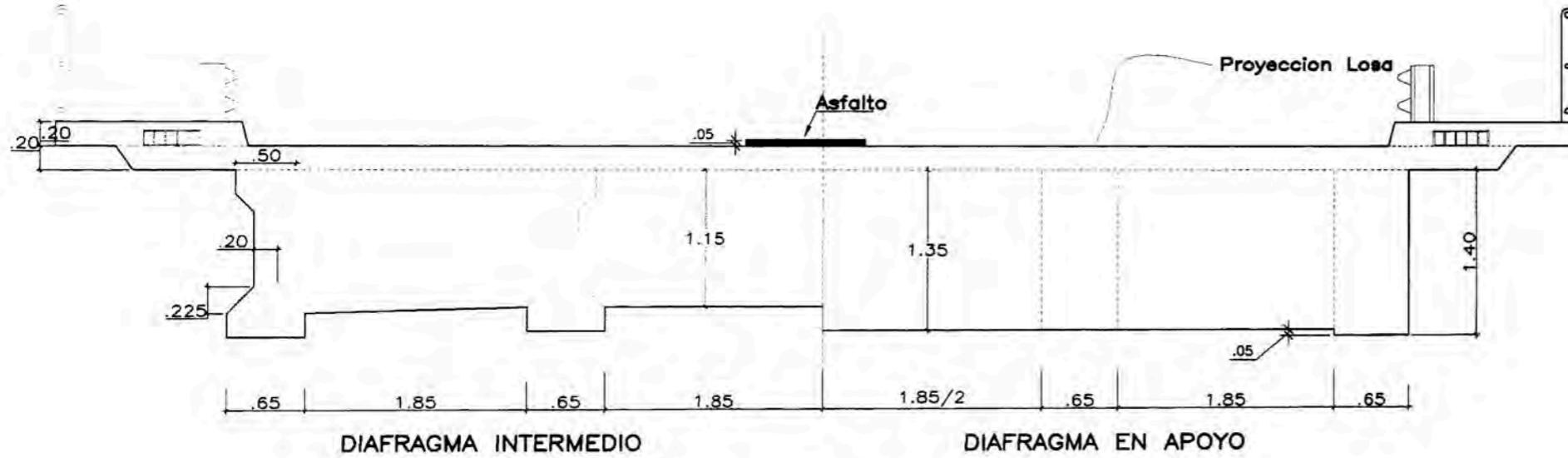


FOTO N°04: Vista del tramo metálico a ser reemplazado del Puente Independencia.

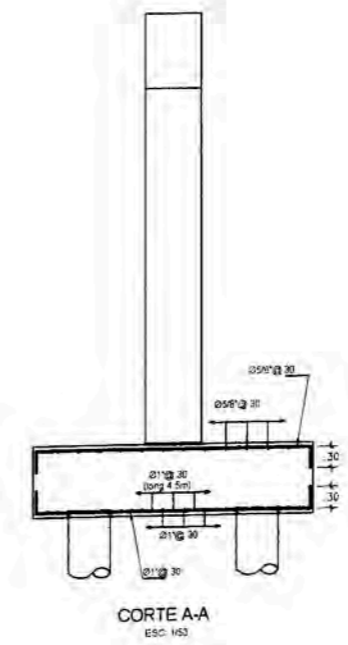
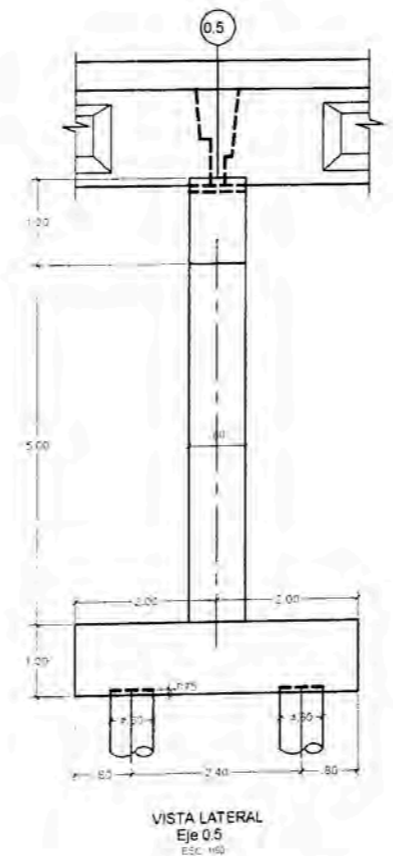
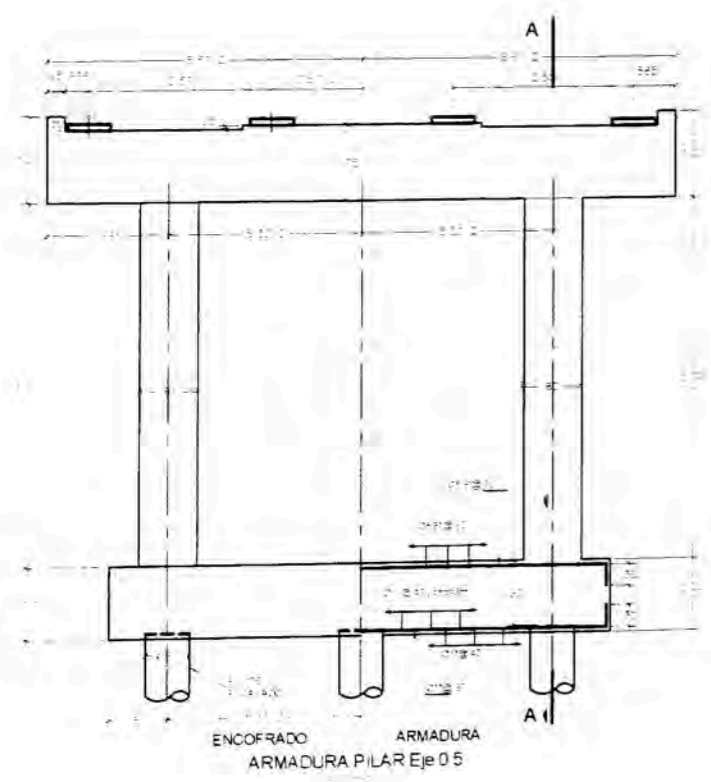
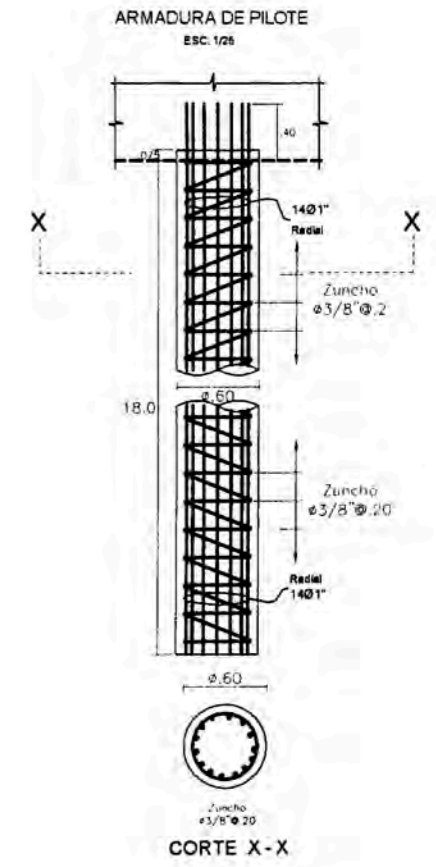
PLANOS:



TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS		
CIMENTACIONES PROFUNDAS APLICADAS A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL		
ESTUDIO DEFINITIVO DE LA RECONSTRUCCION DEL TRAMO FALTANTE DEL ACTUAL PUENTE INDEPENDENCIA		
PLANO DEL PROYECTO		
OBRA	PUENTE INDEPENDENCIA	LUZ = 52.041 m
UBICACION	CARRERA CATACAOS - LA ARENA	SIC = H.L.83
PLANO	VISTA GENERAL PUENTE CON NUEVO TRAMO	ESC. INDICADAS
BACHILLER	WILDER VILLEGAS PEREZ	FECHA: DIC. 2007
		E-01



SECCION TRANSVERSAL
ESC. 1/25



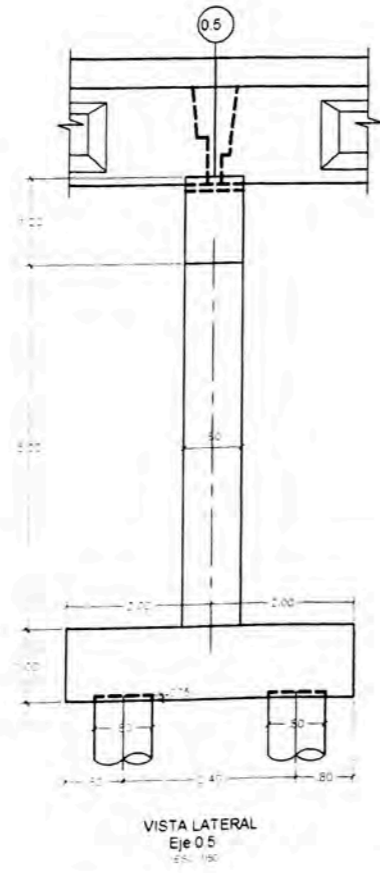
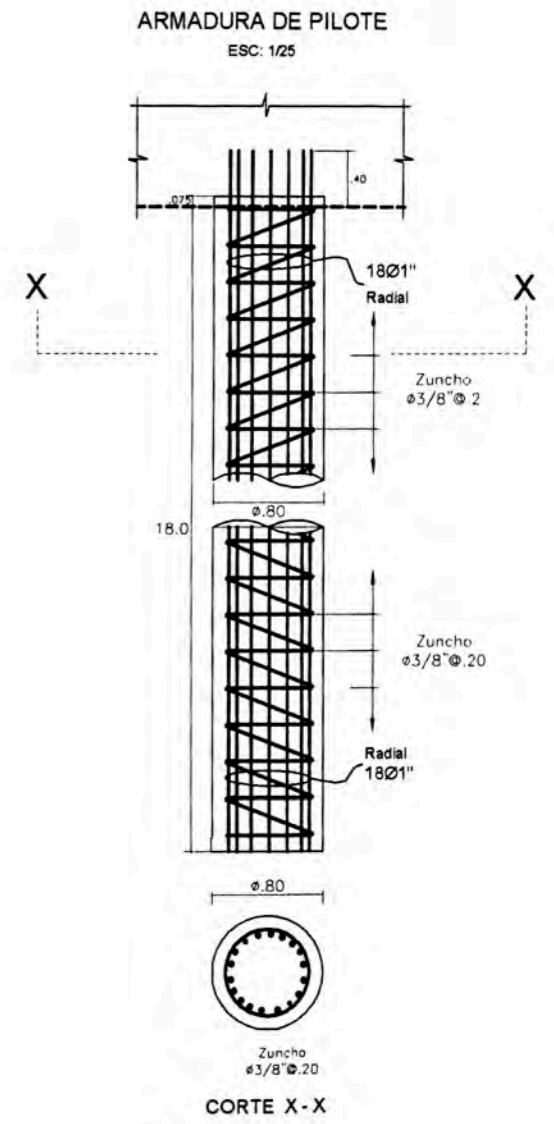
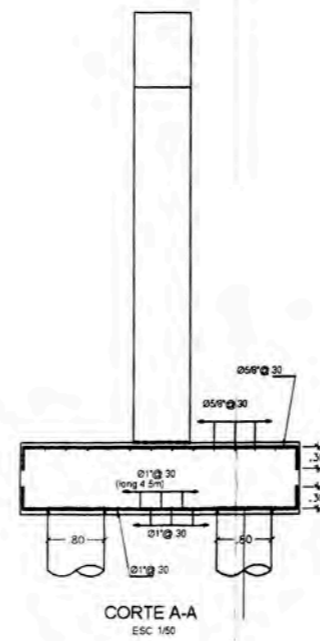
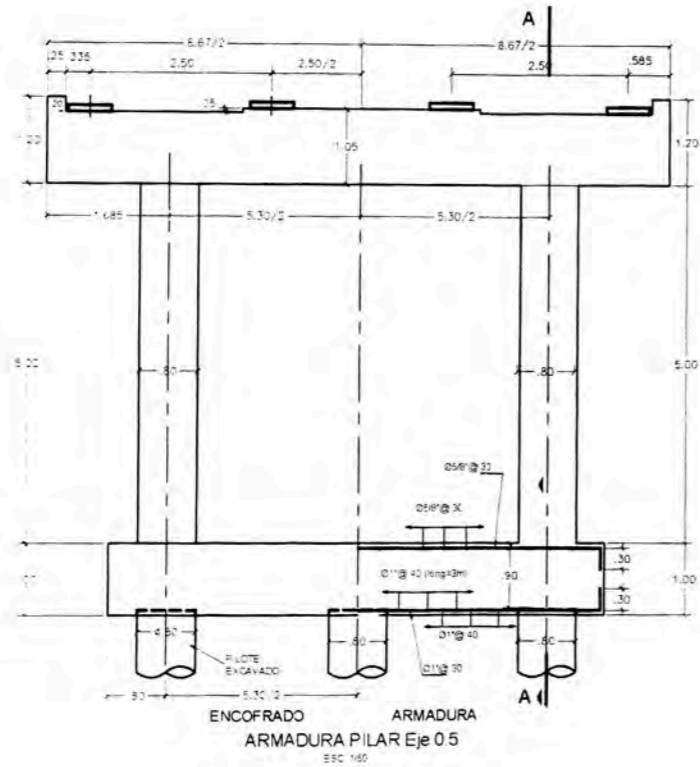
ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

1.- CEMENTO :	Tipos I
- Cemento Portland	
2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :	Kg/cm ² .
- Losa	280
- Viga	150
- Viga Diafragma	280
- Vereda	210
- Pila Intermedia	210
- Zapala	210
- Pilotes	210
3.- ACERO DE REFUERZO:	F _y = 4200 Kg/cm ²
- Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60)	
4.- RECLAMIENTOS :	
- Zapalas	2.5 cm
- Pilotes	4.0 cm
- Vigas	4.0 cm
- Losas	2.5 cm

TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS
CIMENTACIONES PROFUNDAS APLICADAS A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

ESTUDIO DEFINITIVO DE LA RECONSTRUCCION DEL TRAMO FALTANTE DEL ACTUAL PUENTE INDEPENDENCIA
PLANO DEL PROYECTO

OBRA	PUENTE INDEPENDENCIA	LUZ = 52.041 m
UBICACION	CARRETERA CATACAOS - LA ARENA	SIC = H-83
PLANO	PILAR INTERMEDIO EN ELEJE 0.5, TRAMO NUEVO	ESC. INDICADAS
BAHILLER	WILDER VILLEGAS PEREZ	FECHA
		DIC. 2007
		E-02



ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

1.- CEMENTO :		Tipo I
- Cemento Portland		
2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :		Kg/cm ² .
- Losa	=====	280
- Viga	=====	350
- Viga Diafragma	=====	280
- Vereda	=====	210
- Pilar Intermedio	=====	210
- Zapata	=====	210
- Pilotes	=====	210
3.- ACERO DE REFUERZO:		f _y = 4200 Kg/cm ²
- Barras corrugadas: ASTM A-615 (Onda 60)		
4.- RECUBRIMIENTOS :		
- Zapatas		7.5 cm.
- Pilotes		4.0 cm.
- Pilares		4.0 cm.
- Vigas		4.0 cm.
- Losas		2.5 cm.

TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS		
CIMENTACIONES PROFUNDAS APLICADAS A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL		
ESTUDIO DEFINITIVO DE LA RECONSTRUCCION DEL TRAMO FALTANTE DEL ACTUAL PUENTE INDEPENDENCIA PLANO DE INFORME PROPUESTO		
OBRA	PUENTE INDEPENDENCIA	LUZ = 52.041 m
UBICACION	CARRETERA CATACAOS - LA ARENA	S/C = HL-83
PLANO	PILAR INTERMEDIO EJE 0.5 DEL TRAMO NUEVO	ESC INDCADAS
BACHILLER	WILDER VILLEGAS PEREZ	FECHA
		DIC. 2007
		E-03