



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**DIAGNÓSTICO DEL PUENTE PASO CABALLOS POR CAPACIDAD  
SÍSMICA NO LINEAL.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

**Elaborado por**

Br. Eva María Aguilar Rivera

**Tutor**

MSc. Ing. Yader Jarquín Montalván.

Managua, Julio 2016

## *DEDICATORIA*

*A mi abuelo, Humberto Rivera, quien siempre sintió fascinación por la ingeniería civil, y quien en vida tuvo la oportunidad de practicarla.*

## AGRADECIMIENTO

Primordialmente a Dios, por darme fortaleza y mantenerme firme en el camino aun en los momentos más difíciles.

A mi familia, por el apoyo y comprensión antes, durante y después de mi desarrollo en la carrera de Ingeniería Civil.

A mis amigos, por el apoyo, consejos brindados y por todos los momentos compartidos.

A mi tutor MSc. Ing. Yader Jarquín Montalván, por la motivación, por el apoyo, los consejos y por no escatimar su tiempo y conocimientos todas las veces que fue necesario, haciendo posible el finalizar este proyecto de manera satisfactoria.

Especialmente al Dr. Ing. Jorge Cabanillas de Perú, quien sin importar la distancia, el día o la hora, compartió sus conocimientos y consejos, los cuales fueron punto clave para la realización de este trabajo de tesis.

Al Ing. Manuel Hernández por el apoyo y consejos brindados.

Al Ing. Christopher Peralta, por los consejos, por brindar sus conocimientos y ayuda desinteresadamente.

Al Ing. Benjamín Hernández, por el tiempo y conocimientos brindados, al atender a todas las dudas consultadas.

Al Ing. Martin Somarriba, por sus consejos, por el apoyo, y por no escatimar sus conocimientos y tiempo brindados.

A todas aquellas personas que de manera directa o indirecta colaboraron para el desarrollo de este trabajo.

## RESUMEN

El presente documento monográfico, centra su objetivo principal en el desarrollo de un análisis por capacidad sísmica no lineal, aplicada al puente Paso Caballos del municipio de Corinto departamento de Chinandega, con la finalidad de obtener un diagnóstico del mismo ante la aplicación de una demanda de fuerzas producto del evento sísmico máximo que puede ocurrir en dicha zona.

Con el objetivo de garantizar una fácil comprensión, el documento fue desarrollado en cuatro capítulos, el capítulo uno abarca las generalidades correspondientes a la introducción, antecedentes, justificación y objetivos planteados.

El capítulo dos correspondiente al marco teórico, abarca todos los conceptos y teorías utilizadas para el desarrollo del análisis por capacidad sísmica no lineal Pushover, así como la descripción del método de análisis propuesto en la normativa FEMA-356.

En el capítulo tres se estableció el diseño metodológico, en el cual se especificó el orden en que se desarrolló el diagnóstico del puente Paso Caballos por capacidad sísmica no lineal.

Finalmente en el capítulo cuatro se presentó el desarrollo del análisis y resultados obtenidos, aquí se efectuaron todos los pasos requeridos para el diagnóstico, incluyendo los procedimientos y requerimientos establecidos por las normativas AASHTO LRFD bridge design specifications 2012, AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011 y FEMA-356.

## INDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES .....	1
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. ANTECEDENTES .....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN .....	5
1.4. OBJETIVOS .....	7
1.4.1. Objetivo general .....	7
1.4.2. Objetivos específicos .....	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	8
2.1. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES .....	8
2.1.1. Definición de puente .....	8
2.1.2. Clasificación de los puentes .....	8
2.2. GENERALIDADES DEL PUENTE EN ESTUDIO .....	9
2.2.1. Puentes de hormigón armado .....	9
2.2.2. Puentes viga-losa .....	9
2.3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE .....	10
2.3.1. Superestructura .....	11
2.3.1.1. Tablero .....	11
2.3.1.1.1. Juntas de dilatación .....	11
2.3.1.1.2. Accesorios del tablero .....	12
2.3.1.2. Estructura portante .....	12
2.3.2. Subestructura .....	12
2.3.2.1. Estribos .....	13
2.3.2.2. Pilas .....	13
2.3.2.3. Apoyos .....	13
2.3.2.4. Fundaciones .....	14
2.3.2.4.1. Fundación profunda .....	14
2.3.2.4.2. Fundación superficial .....	14
2.4. CAPACIDAD SISMICA NO LINEAL (PUSHOVER) .....	15
2.4.1. Bases del método .....	15
2.4.1.1. Capacidad .....	16
2.4.1.1.1. Rigidez .....	16
2.4.1.1.2. Ductilidad .....	16
2.4.1.2. Demanda .....	17
2.4.1.3. Curva Pushover .....	17
2.4.1.4. Rotula plástica .....	18
2.4.1.4.1. Longitud de rótula .....	18
2.4.1.4.2. Curva de deformación plástica .....	18
2.4.1.4.3. Modelo de histéresis .....	19
2.4.2. Pushover tradicional .....	20
2.4.2.1. Objetivos del método, según Krawinkler y Seneviratna .....	20

2.4.2.2. Pasos para el análisis Pushover .....	20
2.4.3. Propuesta según FEMA-356 .....	21
2.4.3.1. Análisis Pushover por el método de los coeficientes según FEMA-356 .....	22
CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO .....	30
CAPITULO IV: ANALISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS: .....	32
4.1. MODELAMIENTO GEOMETRICO DEL PUENTE EN CSI-BRIDGE .....	32
Figura 4.1-1 Puente Paso Caballos modelado en CSI-Bridge .....	34
4.2. DEFINICION DE LA FUENTE DE MASA:.....	34
4.3. CARGAS Y COMBINACIONES SEGÚN AASHTO-LRFD 2012 Y AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESING 2011: .....	35
4.3.1. Filosofía de diseño, AASHTO-LRFD 2012: .....	35
4.3.2. Cargas y denominación de cargas, AASHTO-LRFD 2012: .....	37
4.3.2.1. Factores de carga y combinaciones para los estados límites de servicio, AASHTO-LRFD 2012: .....	38
4.3.2.2. Calculo de las cargas permanentes .....	40
4.3.2.2.1. ....Calculo del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales:.....	41
4.3.2.2.2. Calculo de los efectos de carga producidos por el suelo: .....	42
4.3.2.3. Calculo de cargas transitorias: .....	42
4.3.2.3.1. Sobrecargas vivas.....	42
4.3.2.3.2. Calculo de cargas de viento según AASHTO-LRFD 2012 .....	47
4.3.3. Calculo de la demanda sísmica según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011 y el RNC-07:.....	50
4.3.3.1. Determinación de la zona sísmica y clasificación del puente, según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011 y RNC-07 .....	50
4.3.3.2. Selección de categorías de diseño sísmico (SDC) según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011, sección 3.5: .....	50
4.3.3.2.1. Determinación del valor $S_{D1}$ según RNC-07 .....	50
4.3.3.2.2. Identificación del tipo de sistema resistente a sismos: .....	52
4.3.3.2.3. .... Combinación de las demandas de desplazamiento sísmico ortogonal .....	52
4.3.3.2.4. Relación demanda/capacidad para SDC D.....	53
4.3.3.2.5. Requerimientos de ductilidad en el miembro para SDC D .....	54
4.3.3.2.6. Evaluación del efecto $P-\Delta$ .....	56
4.3.3.2.7. Longitud analítica de las rotulas plásticas .....	56
4.3.3.3. Calculo del espectro de diseño elástico para el municipio de Corinto, según el RNC-07 .....	57
4.4. DESARROLLO DEL ANALISIS PUSHOVER EN CSI-BRIDGE.....	59
4.4.1. Datos ingresados al programa CSI-Bridge .....	60
4.4.1.1. Cargas ingresadas al programa .....	60

4.4.1.2. Ingreso del espectro de diseño para Corinto, asignación de rotulas plásticas y generación del caso de respuesta .....	62
4.4.2. Resultados del caso de respuesta generado.....	67
4.4.2.1. Patrones de carga y casos de carga generados .....	67
4.4.2.1.1.Caso de carga gravitacional.....	68
4.4.2.1.2.Caso modal .....	69
4.4.2.1.3.Casos de carga para el espectro de respuesta.....	70
4.4.2.1.4.Caso de carga Pushover.....	73
4.4.3. Resultados del análisis Pushover para el puente Paso Caballos .....	76
4.4.3.1. Relación demanda-capacidad.....	76
4.4.3.2. Requerimientos del miembro dúctil para SDC D.....	77
4.4.3.3. Evaluación del efecto P- $\Delta$ .....	79
4.4.3.4. Propiedades agrietadas de las pilas.....	80
4.4.3.5. Fuerzas laterales aplicadas y desplazamientos generados .....	82
4.4.3.6. Rotulas generadas y estado final de las mismas .....	95
4.4.3.7. Evaluación del nivel de desempeño del puente .....	98
CONCLUSIONES .....	103
RECOMENDACIONES:.....	105
BIBLIOGRAFÍA.....	106
ANEXOS .....	I
ANEXO A: MODELAMIENTO DEL PUENTE PASO CABALLOS EN CSI-BRIDGE II	
ANEXO B: PLANOS DEL PUENTE PASO CABALLOS .....	XXI
Caratula .....	XXII
Notas Generales.....	XXIII
Planta y perfil longitudinal.....	XXIV
Secciones típicas y resumen de materiales.....	XXV
Losa-armado y vigas-armado .....	XXVI
Pilas-fustes, apoyos y capa de rodamiento .....	XXVII
Viga de cabezal, diafragmas y trabas.....	XXVIII
Zapatas y pilotes.....	XXIX
Estribos, pilotes y losa de aproximación.....	XXX
Baranda en puente y losa de acceso.....	XXXI
Juntas de expansión, barandas flex beam, tierra armada .....	XXXII
Planta y perfil general, movimiento de tierra.....	XXXIII
Bancos de materiales .....	XXXIV
ANEXO C: TABLAS Y FIGURAS CONSULTADAS .....	XXXV

## **CAPÍTULO I: GENERALIDADES**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

La necesidad de obtener respuestas más reales de las estructuras de puentes ante la acción de fuerzas sísmicas, ha llevado a los investigadores a incursionar en métodos de diseño no lineal, los cuales permiten evaluar las propiedades de los elementos que constituyen la estructura y de esta manera tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales.

Uno de estos métodos de análisis no lineal es el método por capacidad sísmica mayormente conocido como el método Pushover, este análisis permitió la obtención de la respuesta del puente Paso Caballos ante la acción de la demanda producida por un sismo en particular, dicha demanda se obtuvo bajo la consideración de un espectro de respuesta característico para el municipio de Corinto.

La aplicación de las fuerzas sísmicas se realizó a través de un incremento monotónico, lo cual permitió observar el comportamiento de las pilas o apoyos intermedios ante cada incremento de fuerza, mediante este tipo de análisis fue posible observar las demandas de los desplazamientos y rotaciones plásticas en cada elemento, para cada dirección de análisis considerada.

Una vez obtenidos los resultados del análisis por capacidad sísmica no lineal Pushover fue posible realizar el diagnóstico del puente Paso Caballos y determinar en qué nivel ocupacional se encontró una vez ocurrido el evento sísmico aplicado, de acuerdo con los parámetros establecidos por la normativa FEMA-356.

## 1.2. ANTECEDENTES

En Nicaragua algunos puentes de gran importancia y envergadura se encuentran ubicados en zonas sísmicas significativas. Un factor muy importante en la respuesta de las estructuras ante acciones sísmicas, es el sitio donde están emplazados, ya que de acuerdo a la zona donde estén ubicados, estos pueden presentar mayor riesgo de daños o colapso, durante un sismo.

La mayoría de puentes en Nicaragua, han sido construidos con base a métodos de diseño sísmico convencionales, en donde se analiza la respuesta de la estructura de manera global, y se asume el comportamiento de los materiales en un rango lineal. Estos métodos, no precisan la respuesta real de la estructura ante acciones sísmicas, ni evaluaciones locales, donde pueden existir concentraciones de daños y posibles mecanismos de falla.

Los ingenieros estructurales, con el fin de estimar la respuesta de las estructuras ante acciones sísmicas y mejorar la precisión de los métodos tradicionales de diseño, han desarrollado metodologías cada vez más refinadas, tales como los análisis no lineales. Se establece que en dichos análisis el objetivo práctico principal es, predecir el comportamiento esperado de una estructura ante sismos futuros<sup>1</sup>.

Una de estas herramientas es el Análisis por Capacidad Sísmica No Lineal (Pushover), siendo esta, una metodología para la determinación de la respuesta no lineal de las estructuras<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Gilmore, A. T. (2014), Informe, *Análisis basados en desplazamientos*

<sup>2</sup> Mora, M. A., Villalba, J. D., Maldonado, E. (2006), artículo *Deficiencias, limitaciones y desventajas de las metodologías de análisis no lineal*, publicado en la Revista Ingenierías.

El análisis se sustenta en el cálculo de la demanda sísmica impuesta a una estructura, la cual está sujeta al incremento monotónico de fuerzas laterales<sup>3</sup>.

En el procedimiento descrito en FEMA, 1997.a, 1997.b, la demanda sísmica era calculada en una estructura sometida a cargas laterales, cuya distribución era invariante con respecto a la altura, se realizaba un incremento monotónico de dichas cargas, hasta que el desplazamiento esperado era alcanzado.

Tanto la distribución como el desplazamiento están basados en la asunción que la respuesta de la edificación, es controlada por el modo fundamental de vibración<sup>3</sup>.

Estas asunciones antes mencionadas fueron evaluadas (Elnashai, 2001; Fajfar y Gaspersic, 1996; Gupta y Krawinkler, 1999; Maison y Bonowitz, 1999; Reinhorn, 1997; Skokan y Hart, 2000) y se determinó, que las predicciones satisfactorias de la demanda sísmica, están mayormente restringidas a estructuras de baja y mediana altura, para las cuales los efectos de los modos superiores son mínimos y la acción inelástica está distribuida a través de la altura de la estructura (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

Una distribución de fuerzas invariante, no considera la redistribución de las fuerzas inerciales debido a la respuesta estructural y los cambios asociados en las propiedades de vibración de la estructura<sup>1</sup>.

En función de seguir de cerca la distribución variante en el tiempo de las fuerzas de inercia, fueron desarrolladas distribuciones de cargas laterales que varían de acuerdo a la altura de la estructura, (Bracci et al., 1997; Gupta y Kunnath, 2000).

En los últimos años, en muchos países, el método Pushover es usado 1 de la ingeniería civil<sup>1</sup> la estimación de las demandas sísmicas en las estructuras.

---

<sup>3</sup> Goel, R. (2005) en su informe *Evaluation of nonlinear static procedures using strong motion*

Existen diversas propuestas del método, establecidas en normativas de gran relevancia a nivel mundial, entre ellas se encuentran las propuestas del ATC-40 y FEMA 356.

El primero introduce el concepto de nivel de desempeño que describe un estado límite de daño; este representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la estructura impulsados por estos daños y la funcionalidad de la estructura posterior al terremoto (ATC-40).

Por su parte, FEMA 356 utiliza un coeficiente de desplazamiento que provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. Este procedimiento requiere el desarrollo de la curva Pushover, la cual es definida como la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en un punto de control, el cual se ubica en el centro de masa a nivel de piso de la estructura.

Los métodos que se mencionan con anterioridad sirvieron como base para el surgimiento y desarrollo de un método más acertado en cuanto al estudio no lineal como lo es el Pushover. En Nicaragua no existen registros sobre la implementación de este tipo de análisis para estructuras de puentes más que su aplicación en edificios.

### 1.3. JUSTIFICACIÓN

El perfil de una sociedad funcional en general, depende en gran medida de los sistemas de infraestructura, tales como: servicios de transporte, telecomunicaciones, viviendas, entre otros. Los servicios de transporte en particular representan grandes cantidades de obras, que mueven no solamente divisas, sino también desarrollo.

Los puentes son uno de los elementos más importantes en lo que a transporte se refiere, son estructuras que sirven de continuidad del camino, cuando este se ve interrumpido por obstáculos, y que primordialmente deben quedar en pie ante un evento sísmico o cualquier estado de emergencia nacional.

Aun cuando estos se diseñen y construyan cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistentes, siempre existe la posibilidad, de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por el puente sin que ocurran daños. Por ello es necesario conocer la vulnerabilidad sísmica de los puentes y así establecer su probabilidad de falla.

En la actualidad, se mantiene una búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanas a como ocurren en la realidad. Uno de estos métodos es el Análisis por Capacidad Sísmica no Lineal.

Este tipo de método, permite obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos de la estructura, mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la misma, de esta manera se puede predecir qué elementos fallarán primero y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356.

El Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), establece que el municipio de Corinto es un municipio insular, localizado en la costa pacífica del país bajo la influencia de la zona de subducción y la actividad de eventos

sísmicos y riesgos costeros y/o la interacción de ambos, lo cual implica un alto grado de amenaza por terremotos destructivos, mareas altas y tsunamis, que a su vez son causa directa de inundaciones extremadamente peligrosas.

El puente Paso Caballos es sin duda uno de los puentes más largos y más importantes de Nicaragua, representando una vía de comunicación de gran importancia entre Corinto y Chinandega, de sufrir daños debido a eventos sísmicos que interrumpen el funcionamiento normal del mismo, se podrían generar pérdidas tanto humanas como económicas.

Con base a lo antes mencionado, se desarrolló el diagnóstico del puente Paso Caballos mediante un Análisis por Capacidad Sísmica No Lineal, en el cual se utilizó el software CSI-Bridge para el modelamiento del programa, así como para la ejecución del análisis, y se determinó en qué estado de servicio quedó esta estructura luego de ser puesta a prueba ante un evento sísmico.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo general**

- Realizar el diagnóstico por capacidad sísmica no lineal del Puente Paso Caballos.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Aplicar el análisis por capacidad sísmica no lineal (Pushover) de acuerdo al método propuesto en la normativa de diseño sísmico FEMA-356 y bajo el cumplimiento de los requerimientos establecidos en la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, y AASHTO LRFD bridge design specifications 2012, para el diseño de puentes.
- Realizar la evaluación de la relación demanda capacidad de los miembros dúctiles del puente Paso Caballos, en comparación con los requerimientos establecidos por la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011.
- Evaluar el estado de daño post-sísmico en el que se encontró la estructura, mediante a los criterios de aceptación establecidos por FEMA-356 para la evaluación de los niveles de desempeño estructural.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

#### 2.1.1. Definición de puente:

Se puede definir a un puente como una estructura cuya función es dar continuidad al camino, el cual en ocasiones se ve interrumpido por obstáculos, los cuales pueden ser naturales o artificiales, así como ríos, vías de tráfico y/o comunicación, depresiones, barrancos, canales, entre otros.

La normativa AASHTO LRFD 2012 en la sección uno, define al puente como: cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6.10 m y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

#### 2.1.2. Clasificación de los puentes:

Existen diversas formas de clasificar a los puentes, a continuación se nombran las clasificaciones más comunes<sup>4</sup>:

- Por los materiales utilizados: los puentes pueden ser de acero, hormigón armado, madera, aleación de aluminio, o materiales compuestos.
- Por sus objetivos funcionales: pueden ser puentes carreteros, ferroviarios, combinados, peatonales, acueductos, tubo. También pueden ser puentes móviles o fijos y de uso permanente o temporal.
- Por el sistema estructural: pueden ser puentes de losa, vigas T, sección cajón, sección compuesta, de armaduras, tipo arco, atirantados, colgantes.
- Por las condiciones de apoyo: los puentes pueden ser simplemente apoyados, continuos, Gerber (en voladizo), aporticados.

---

<sup>4</sup> García, I. A. (2010) en su informe *Proceso de análisis de puentes más utilizados*

## **2.2. GENERALIDADES DEL PUENTE EN ESTUDIO**

Si bien existen muchas clasificaciones de puentes, el presente documento se desarrolló en base al puente ya existente “Paso Caballos” ubicado en Corinto, Chinandega, basado en los planos de la obra proporcionados por la Licenciada Angélica Salgado, *Analista documental en servicios de información del Centro de Información y Documentación del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI)*.

El puente Paso Caballos es un puente de hormigón armado, de múltiples tramos simplemente apoyados, con curva vertical en cresta, con una sección transversal tipo vigas-losa, de sección constante a lo largo del eje central del puente, de siete claros, con pilas intermedias, los planos se presentan en el anexo B paginas XXII a XXXIV.

### **2.2.1. Puentes de hormigón armado**

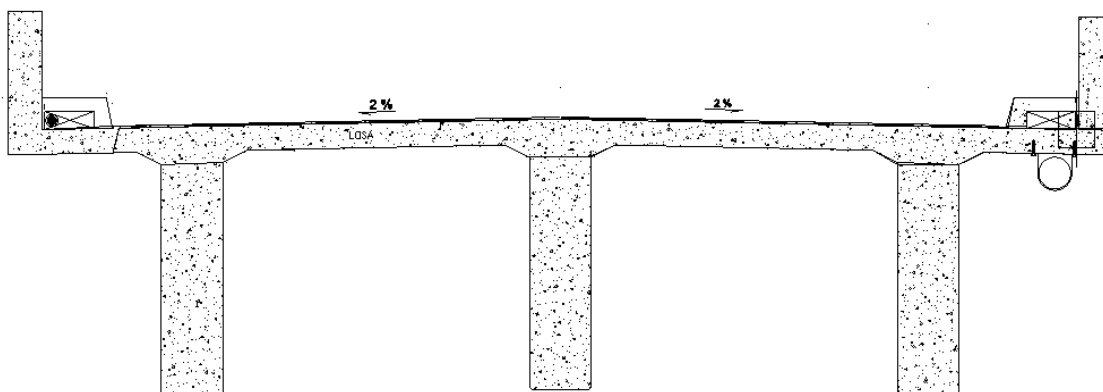
Los puentes de hormigón armado representan una alternativa eficaz debido a la versatilidad de los materiales que constituyen el hormigón, así como la variedad de formas que pueden tomar los puentes construidos con este material, y el proceso constructivo que se puede adoptar, el cual puede ser que los elementos que constituyen el puente sean prefabricados o colados in situ.

Los puentes de hormigón armado generan gastos menores en mantenimiento durante su vida útil, y representan una alternativa de mayor resistencia de la estructura ante eventos sísmicos.

### **2.2.2. Puentes viga-losa**

Dentro de las posibles secciones que puede tener una estructura de puente construido en hormigón armado, encontramos a los puentes comúnmente llamados de viga losa, o puentes vigas T, por su sección transversal, ver figura 2.2.2-1.

**Figura 2.2.2-1. Sección típica transversal de puente tipo viga-losa**



La superestructura del puente consiste en un tablero, que no es más que una losa de hormigón armado, soportada por una grilla de vigas de concreto las cuales pueden ser coladas in situ o prefabricadas. A su vez la grilla está formada por las vigas longitudinales o principales, que son paralelas a la dirección del tráfico y las vigas transversales o secundarias, conocidas como diafragmas<sup>5</sup>.

### **2.3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE**

Una estructura de puente es un conjunto de elementos, que combinados constituyen una vía de acceso y comunicación de un punto a otro, la cual debe ser segura, económica, funcional y estética. Dos partes conforman la estructura de un puente, cada una con una determinada función a cumplir para garantizar la funcionalidad en el mismo y son las siguientes:

---

<sup>5</sup> Manrique, E. S. (2004) en su *Guía Para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas*.

### **2.3.1. Superestructura**

La superestructura es la parte horizontal del puente, que se encuentra en contacto con el tráfico y que consiste en un sistema de piso llamado tablero, que a su vez es soportado por la estructura portante<sup>4</sup>.

El puente Paso Caballos, tiene una estructura portante que consiste en una grilla de vigas principales prefabricadas y vigas secundarias, la superestructura del puente es discontinua esto significa que cada claro del puente trabaja como una viga simplemente apoyada y que transmiten únicamente fuerzas axiales y cortantes a la pila.

#### **2.3.1.1. Tablero**

La American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) en la normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* define al tablero como el componente con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado a su vez por otros componentes. Forman parte del tablero del puente Paso Caballos las juntas de dilatación, y los accesorios del tablero, tales como barandas, aceras, etc.

##### *2.3.1.1.1. Juntas de dilatación*

Son elementos que permiten la expansión o contracción de la estructura, producidos por los efectos de los cambios de temperatura. Estas deben sellarse con materiales flexibles, de modo que permitan tomar las expansiones y contracciones en la estructura, permitiendo que la misma retorne a su posición inicial, a su vez el sellado debe ser impermeable, evitando filtraciones hacia los elementos de apoyo.

#### 2.3.1.1.2. Accesorios del tablero

Los accesorios del tablero son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad a los peatones<sup>6</sup>. Según la AASHTO-LRFD, 2012, el tablero cuenta con accesorios tales como: cordones, parapetos, barandas, barreras, divisorias y postes de iluminación y señalización unidos al tablero.

#### 2.3.1.2. Estructura portante

La estructura portante consiste en una grilla que soporta al tablero, conformada por las vigas longitudinales o principales y las vigas secundarias o diafragmas. Según el Ministerio de obras públicas y comunicaciones en su *Manual de Carreteras del Paraguay, Normas para estructuras y puentes, Tomo 4- Volumen I*, este sistema de vigas permite la transferencia de las cargas provenientes de la superestructura hacia la subestructura.

#### 2.3.2. Subestructura

La subestructura es la encargada de soportar a la superestructura, y a su vez transfiere las cargas provenientes de la misma hacia las fundaciones, y de las mismas hacia el terreno de cimentación, según lo establece García, I. A. (2010) en su informe *Proceso de análisis de puentes más utilizados*. Los elementos estructurales que constituyen a la subestructura son: las pilas, los apoyos, los estribos y las fundaciones.

El Puente Paso Caballos cuenta con seis apoyos intermedios que consisten en una sola columna, los apoyos son almohadillas de neopreno que forman una doble línea de apoyo en cada viga cabezal, los estribos consisten en elementos de apoyo de los extremos del puente, y las fundaciones son profundas con un sistema de pilotes trabajando por punta desplantados en un afloramiento rocoso.

---

<sup>6</sup> Ramírez, P., & León, N. (2010) en su informe *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes CIV 312, Cochabamba*.

### **2.3.2.1. Estribos**

Los estribos forman parte de la subestructura, son los elementos que dan soporte a la superestructura en los extremos del puente<sup>4</sup>.

El estribo está constituido por las fundaciones del mismo, que transfieren las cargas hacia el suelo, el cuerpo del estribo, el cual conecta la fundación con el cabezal de apoyo en donde se colocan los dispositivos de apoyo y los aleros<sup>7</sup>.

Los aleros o alas son elementos alternativos, que podrían o no consistir en muros, que contienen lateralmente a los terraplenes de acceso o relleno estructural, generalmente forman un ángulo con el muro frontal del estribo.

Dependiendo del tipo de estribo este puede contener por sí mismo al terraplén de acceso o contar con elementos adicionales que cumplan dicha función<sup>7</sup>.

### **2.3.2.2. Pilas**

Las pilas son el soporte interior del puente, están constituidas por el cabezal de apoyo, en donde se colocan los dispositivos de apoyos que unen la superestructura con la subestructura, el cuerpo de la pila, que une el cabezal con la fundación, la cual a su vez transfiere las cargas al suelo de cimentación<sup>6</sup>.

### **2.3.2.3. Apoyos**

Los aparatos de apoyo transfieren las cargas provenientes de la superestructura hacia la subestructura. Generalmente son de elastómeros (neoprenos), o metálicos. Están diseñados para soportar cargas verticales y horizontales, pueden ser apoyos fijos o móviles, o ambos, todo en dependencia del tipo de puente que se desee construir<sup>4</sup>.

---

<sup>7</sup> Ministerio de obras públicas y comunicaciones en su *Manual de Carreteras del Paraguay, Normas para estructuras y puentes, Tomo 4-Volumen I*

#### **2.3.2.4. Fundaciones**

Las fundaciones se encuentran bajo el terreno de cimentación, son las encargadas de transmitir todas las cargas provenientes de la estructura hacia el terreno. Las fundaciones pueden ser profundas o superficiales<sup>8</sup>.

##### *2.3.2.4.1. Fundación profunda*

Es la fundación que deriva su apoyo, transfiriendo las cargas al suelo o roca, a una cierta profundidad debajo de la estructura, ya sea por resistencia de punta, adherencia o fricción, o ambas. Una cimentación profunda está constituida por la zapata y un grupo de pilotes, los cuales transfieren toda la carga proveniente de la pila hacia el suelo.

La zapata: es la ampliación de la base de una columna o muro, cuya función es transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. La seguridad o asentamiento dependen de muchos factores además de la presión ejercida en el subsuelo. Las zapatas son la forma de cimentación más antigua<sup>9</sup>.

Los pilotes: utilizados en las cimentaciones profundas, su función radica en transferir las cargas a un estrato de resistencia adecuada, a mayor profundidad, cuando el suelo es demasiado débil o compresible en los estratos superficiales. Los pilotes son colocados en grupos, que deben contener el número necesario de elementos para soportar la carga de una sola columna o muro<sup>9</sup>.

##### *2.3.2.4.2. Fundación superficial*

Es la fundación que deriva su apoyo, transfiriendo las cargas directamente al suelo o roca, a poca profundidad<sup>8</sup>. En este caso las pilas o cajones cumplen la

---

<sup>8</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.

<sup>9</sup> Peck, B.; Hanson, E.; y Thornburn, H. (2005), en su libro *Ingeniería de cimentaciones*.

función de transmitir las cargas hacia un estrato inferior a la profundidad de máxima socavación.

## **2.4. CAPACIDAD SISMICA NO LINEAL (PUSHOVER)**

El análisis por capacidad sísmica no lineal, o Pushover como mayormente se le conoce, tiene su objetivo práctico en predecir el comportamiento de las estructuras ante la presencia de sismos futuros. Basándose en estas predicciones para la toma de decisiones respecto a la seguridad y riesgo de la estructura según los resultados obtenidos de dicho análisis<sup>1</sup>.

### **2.4.1. Bases del método**

El análisis por capacidad sísmica no lineal tuvo sus inicios en la época de 1960 a 1970, donde se empleaba para analizar la estabilidad de marcos de acero, sin embargo tuvo un mayor reconocimiento e implementación hasta hace 15 a 20 años<sup>10</sup>.

Usado comúnmente en la práctica de la ingeniería civil, para la estimación de la demanda sísmica presentada en los niveles de bajo desempeño estructural, tales como seguridad de vida y prevención de colapso, el análisis estático no lineal se fundamenta en dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda<sup>3</sup>.

El método Pushover involucra un análisis inelástico de la estructura, bajo el incremento monótonico de un patrón de fuerzas laterales estáticas hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, o el colapso de la estructura<sup>2</sup>. Dicho patrón de cargas representa las fuerzas a las que se encuentra sometida la edificación durante un evento sísmico.

---

<sup>10</sup> Sethy, K. (2011) en su informe *Application of Pushover Analysis to RC Bridges*

El objetivo central del método Pushover, es la determinación de la capacidad que tiene una estructura, ante una demanda producida por las fuerzas emitidas por un sismo en particular. De los resultados obtenidos, se comprueba, si la capacidad estructural es mayor que la demanda producida por los movimientos del sitio donde este emplazada la estructura.

La secuencia de agrietamiento, formación de rotulas plásticas y falla de los componentes estructurales se observa a través del procedimiento<sup>10</sup>. La relación existente entre el cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control se grafica para todo el desarrollo del análisis, mediante la curva Pushover.

#### **2.4.1.1. Capacidad:**

La capacidad que posee una estructura, se puede definir como las características de resistencia que esta presenta ante las fuerzas externas aplicadas a la misma.

Esta dependerá de diferentes factores tales como: la geometría de los elementos estructurales, la cantidad de refuerzo y de las propiedades de los materiales, como son la rigidez y la ductilidad<sup>2</sup>.

##### *2.4.1.1.1. Rigidez*

La rigidez es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones.

##### *2.4.1.1.2. Ductilidad*

La ductilidad es la propiedad que poseen algunos materiales de sufrir deformaciones fuera del rango elástico, sin llegar al colapso y manteniendo su resistencia.

### 2.4.1.2. Demanda:

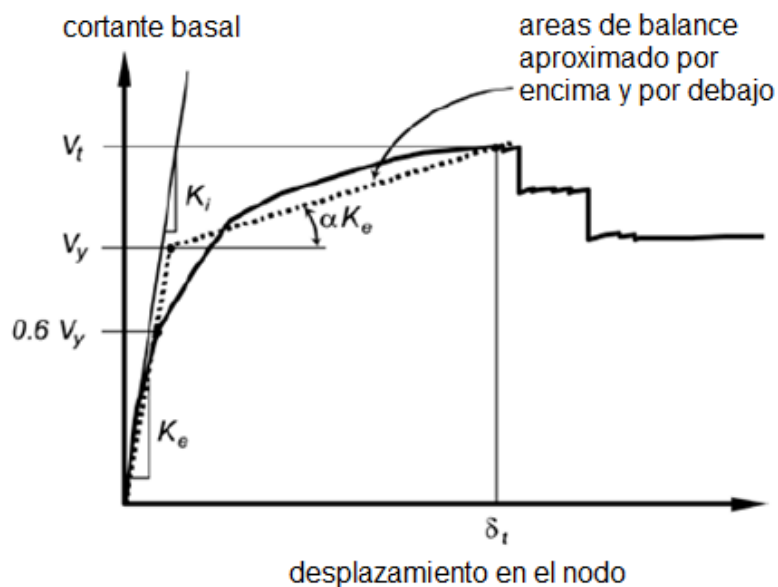
La demanda sísmica no es más, que las fuerzas impuestas a una estructura producidas por un evento sísmico en particular<sup>10</sup>, las cuales a su vez deben ser resistidas por la estructura en la dirección de ocurrencia del sismo actuante.

El sismo es representado por un acelerograma o espectro de diseño, el cual representa una envolvente de los espectros de respuesta correspondientes a los sismos típicos de la zona. Por tanto la demanda impuesta por el sismo, no es un valor constante y dependerá del conjunto de fuerzas y aceleraciones externas a las que se somete la estructura.

### 2.4.1.3. Curva Pushover:

La curva Pushover o de capacidad es el resultado de la aplicación del aumento monótonico del patrón de cargas laterales en la estructura, del cual se obtienen una serie de valores de cortante basal y desplazamiento del nodo de control, los cuales se grafican en la curva, dicho procedimiento se realiza hasta alcanzar el desplazamiento objetivo o colapso de la estructura.

Figura 2.4.1.3-1 Curva Pushover extraída de la normativa FEMA-356



En la figura se representa una curva Pushover o curva de capacidad según FEMA-356, donde se observa con la línea continua la gráfica inicial de esfuerzos-desplazamientos y en línea discontinua la idealización de la curva realizada por la normativa para el cálculo del desplazamiento objetivo.

#### **2.4.1.4. Rotula plástica:**

Las rotulas plásticas se forman en los extremos de columnas, debido a la concentración de las fuerzas gravitacionales, en consecuencia del comportamiento de las secciones de los elementos de hormigón armado se produce una redistribución de fuerzas y momentos, lo que resulta en un aumento de la capacidad de carga de los miembros estructurales.

El incremento de la fuerza lateral provoca el inicio de la rótula plástica, a una longitud determinada, este inicio se produce cuando en ese punto la capacidad de momento es alcanzada, llevando a la fluencia del elemento. Una vez que el patrón de cargas sigue incrementando, el siguiente paso para la rótula plástica cuando la misma ha superado la capacidad de momento, es el colapso.

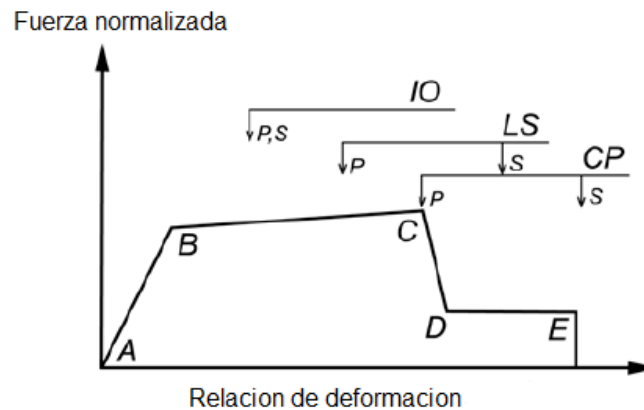
##### *2.4.1.4.1. Longitud de rótula*

Cada rótula plástica es modelada como un punto de articulación discreta, por tanto toda la deformación plástica sean desplazamientos o rotaciones ocurren dentro del punto de articulación. Este punto de articulación o rotula se encuentra ubicado a una distancia conocida como longitud plástica, la cual suele ser una fracción de la longitud del elemento, la cual puede escogerse con base a los lineamientos de FEMA-356.

##### *2.4.1.4.2. Curva de deformación plástica*

En la figura se representa el comportamiento de deformación plástica que sufren los elementos tanto principales como secundarios ante la acción de un patrón de fuerzas laterales incrementales y los diferentes niveles de desempeño establecidos por FEMA-356.

**Figura 2.4.1.4.2-1 Curva de deformación plástica, extraída de FEMA-356**



De la figura se definen los diferentes estados de comportamiento del elemento, del punto A al punto B el elemento presenta un comportamiento elástico en el cual la rótula no sufre ninguna deformación sino hasta el punto B. El punto C representa la capacidad última para el análisis Pushover, siendo este el estado de colapso.

El punto D representa una resistencia residual del análisis Pushover. El punto E representa la falla total.

#### 2.4.1.4.3. Modelo de histéresis

La histéresis es el proceso de disipación de energía a través de las deformaciones, (desplazamientos). La curva de fuerza-deformación o momento-rotación plástica define el comportamiento no lineal bajo cargas monotónicas. Esta curva combinada con el comportamiento elástico de la longitud de la rótula en el elemento principal es también conocida como la columna vertebral de la curva de la rótula.

Bajo la descarga o carga cíclica, el comportamiento será desviado desde la columna vertebral. Existen diferentes tipos de modelos de histéresis para describir este comportamiento en varios tipos de materiales. En su mayoría estos difieren en la cantidad de energía disipada en un ciclo dado de deformación y en como el comportamiento de disipación de energía cambia con una cantidad cada vez mayor de deformación.

## **2.4.2. Pushover tradicional**

Como se mencionó con anterioridad el método Pushover, es un análisis estático no lineal basado en la aplicación de fuerzas laterales incrementales, hasta lograr un desplazamiento objetivo o el colapso de la estructura, con el objetivo de determinar la respuesta no lineal de la estructura.

### **2.4.2.1. Objetivos del método, según Krawinkler y Seneviratna:**

- Determinar las demandas de fuerzas reales sobre los elementos.
- Determinar las demandas de deformación de los elementos.
- Cuales elementos serán más susceptibles a fallar primero.
- Determinar la ductilidad local de los elementos y global de la estructura.
- Verificar la degradación global de la resistencia.
- Verificar los desplazamientos relativos inelásticos.
- Verificar los criterios de aceptación de cada elemento.

### **2.4.2.2. Pasos para el análisis Pushover:**

La estimación de demandas sísmicas a bajos niveles de rendimiento, tales como seguridad de vida y prevención de colapso, requiere la consideración del comportamiento inelástico de la estructura<sup>11</sup>. El proceso de desarrollo del análisis es como se enumera a continuación:

1. Construcción del modelo estructural.
2. Definir el modelo histerético para degradación de energía en los materiales.
3. Definir el espectro del sitio donde se encuentra emplazada la estructura.
4. Definir la ubicación de las rotulas plásticas en las columnas.
5. Aplicación de una distribución con respecto a la altura de la estructura de cargas gravitacionales.

---

<sup>11</sup> Goel y Chadwell (2007) en su informe *Evaluation of current nonlinear static procedures for concrete buildings using recorded strong motion data*.

6. Aumento monótonico de las cargas, hasta que el desplazamiento objetivo es alcanzado o hasta que la estructura colapse.

### **2.4.3. Propuesta según FEMA-356**

Para evaluar una estructura con base a FEMA-356 se deben tener en cuenta algunos requerimientos y criterios de evaluación, tales como los niveles de desempeño esperados en una estructura, los cuales realizan una combinación entre elementos estructurales y no estructurales. Para este documento se realizó únicamente la consideración de los elementos estructurales del puente.

En la sección 1.5 FEMA-356 establece tres niveles de desempeño estructural a considerar en la evaluación de una estructura, los cuales se denominan como ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP). Dichos niveles de desempeño serán explicados a continuación.

- Ocupación inmediata (S-1), deberá ser definido como el estado de daño post-sísmico que significa seguro de ocupar, esencialmente conserva la fuerza y rigidez de diseño de la estructura.
- Seguridad de vida (S-3), definido como el estado de daño post-sísmico que incluye el daño a los elementos estructurales, pero conserva un margen en relación con la aparición de colapso parcial o total en el cumplimiento de los criterios de aceptación especificados para este nivel de desempeño.
- Prevención de colapso (S-5), se define como el estado de daño post-sísmico que incluye el daño a los elementos estructurales, la estructura aun soporta las cargas gravitacionales pero no conserva ningún margen contra el colapso.

En la tabla 2.4.3-1 se observan los daños esperados para cada nivel de desempeño estructural.

**Tabla 2.4.3-1 Niveles de desempeño estructural y daño, extraída de FEMA-356**

<b>NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y DAÑO</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Tipo</b>	<b>Niveles de desempeño estructural</b>		
		<b>Prevencion de colapso S-5</b>	<b>Seguridad de vida S-3</b>	<b>Ocupacion inmediata S-1</b>
<b>Columnas de concreto</b>	<b>Primario</b>	Agrietamiento extensivo y formacion de rotulas en elementos ductiles. Agrietamiento limitado y/o falla en la junta en algunas columnas no ductiles. Daños severos en columnas cortas.	Grandes daños en vigas. Desprendimiento de la cubierta y agrietamiento por corte (<1/8 " de profundidad) para columnas ductiles. Menor desprendimiento en columnas no ductiles. Grietas en las uniones (<1/8" de largo).	Menor formacion de grietas. Posible limite de fluencia en pocos lugares. (Deformaciones por debajo de los 0,003)

En la sección 1.6 FEMA-356 establece la evaluación de riesgo sísmico en función de eventos con probabilidades de excedencia de 10% en 50 años, 20% en 50 años, 10% en 50 años y 2% en 50 años, para periodos de retorno de 75, 225, 500 y 2500 años respectivamente, para edificios.

Sin embargo para el desarrollo de este documento se cumplirá con el riesgo sísmico establecido para puentes en la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, así como la clasificación de la zona sísmica del mismo, y la construcción del espectro de diseño será con base a lo establecido en el RNC-07.

**2.4.3.1. Análisis Pushover por el método de los coeficientes según FEMA-356**

Una vez determinado el espectro de diseño con el que será evaluada la estructura, el siguiente paso a desarrollar para llevar a cabo el análisis Pushover es la determinación de las cargas gravitacionales, FEMA-356 establece en la sección 3.2.8 el uso de la acción de la carga muerta combinada con la acción de una carga viva efectiva y una carga de nieve.

Sin embargo en este documento las cargas gravitacionales se calcularon en función de lo establecido en la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, esto con el fin de hacer el cálculo de las cargas gravitacionales en función de la carga muerta actuante en el puente más una combinación de la carga viva vehicular.

Posterior al cálculo de las cargas gravitacionales el desarrollo del análisis Pushover es llevado a cabo, según como se establece a continuación.

Según lo establecido en el Federal Emergency Management Agency (FEMA-356), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, en el capítulo 3: Procedimientos de análisis, en la **Sección 3.3.3. Análisis estático no lineal**, establece:

El modelo matemático deberá incorporar las características no lineales de carga-deformación de los componentes y elementos individuales, y se someterá al aumento monótonico de las cargas laterales que representan las fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se supera un desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo está destinado a representar el posible desplazamiento máximo a ser experimentado durante el sismo de diseño.

Las cargas laterales serán aplicadas en ambas direcciones positiva y negativa, y los máximos efectos sísmicos se utilizarán para el diseño. El comportamiento de fuerza-desplazamiento de todos los componentes se incluirán explícitamente en el modelo utilizando curvas de naturaleza completa que incluyen la degradación de la fuerza y la resistencia residual, si la hay.

En la sección 3.3.3.2.2 se establece que el nodo de control estará situado en el centro de masa en la azotea de la estructura. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático se calculará para las cargas laterales especificadas. Una vez que el nodo de control se ha definido se procede a la aplicación de las cargas laterales.

De la sección 3.3.3.2.3 se establece que las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de fuerzas de inercia en planta de cada diafragma de piso. Para el análisis dicha carga lateral puede ser una carga uniforme o una carga triangular invertida.

La distribución de las fuerzas inerciales laterales determina magnitudes relativas de cizallas, momentos, y deformaciones dentro de la estructura. La distribución de estas fuerzas puede variar continuamente durante la respuesta al terremoto como cambios en porciones del rendimiento de la estructura y las características de rigidez.

Una vez determinada y aplicada la fuerza lateral, el siguiente paso es la idealización de la curva fuerza desplazamiento descrita a continuación.

#### ***Sección 3.3.3.2.4 Idealización de la curva fuerza-desplazamiento:***

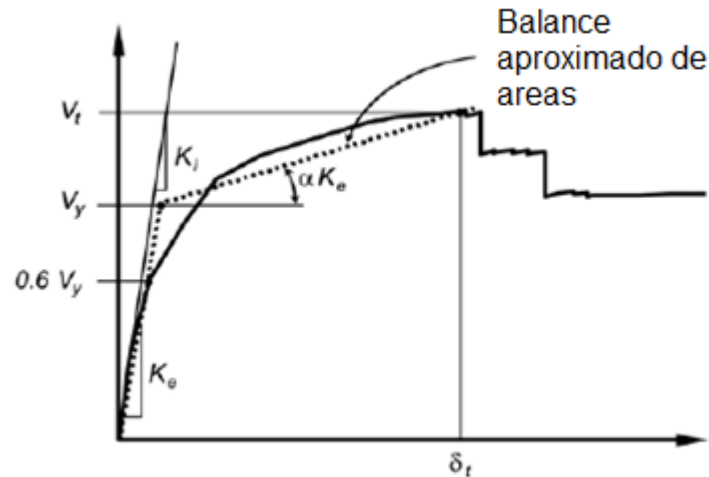
La relación no lineal de fuerza-desplazamiento entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control serán reemplazado con una relación idealizada, con el objetivo de calcular la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , y el esfuerzo de fluencia efectivo,  $V_y$  de la estructura, como se muestra en la Figura 2.4.3.1-1.

Esta relación será bilineal, con la pendiente inicial  $K_e$  y una pendiente post-fluencia  $\alpha$ . Los segmentos de línea en la idealización de la curva fuerza-desplazamiento deben ser colocados con el uso de un procedimiento gráfico iterativo que aproximadamente equilibre la zona por encima y por debajo de la curva.

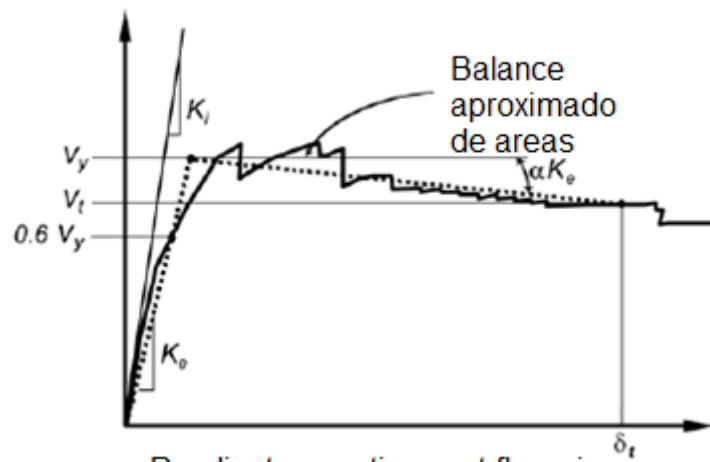
La rigidez lateral efectiva,  $K_e$  se tomará como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante basal igual a 60% del esfuerzo de fluencia efectiva de la estructura. La pendiente de post-fluencia,  $\alpha$ , se determinará por un segmento de línea que pasa a través de la curva real en el desplazamiento objetivo calculado.

La fuerza de rendimiento efectivo no se tomará como mayor que la máxima fuerza cortante basal en cualquier punto a lo largo de la curva real.

**Figura 2.4.3.1-1 Idealización de la curva fuerza-desplazamiento para pendientes positivas (a) y negativas (b), extraída de FEMA-356**



(a) Pendiente positiva post-fluencia



(b) Pendiente negativa post-fluencia

Una vez idealizada la curva es posible calcular el desplazamiento objetivo como se describe a continuación.

De la sección 3.3.3.2.5 El período fundamental efectivo en la dirección de consideración se basará en la idealización de la curva fuerza-desplazamiento

definida en la Sección 3.3.3.2.4. El periodo fundamental efectivo,  $T_e$ , se calculará en acuerdo con la Ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}, \text{ (Ecuación 2.4.3.1-1)}$$

$T_i$ : Periodo fundamental elástico en la dirección bajo consideración en segundos.

$K_i$ : Rigidez lateral elástica de la estructura, en la dirección bajo consideración.

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva de la estructura, en la dirección bajo consideración.

Sección 3.3.3.3.2 El desplazamiento objetivo,  $\delta_t$ , en cada nivel del piso será calculado de acuerdo con la ecuación.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g, \text{ (Ecuación 2.4.3.1-2)}$$

Donde:

$C_0$  = Factor de modificación a relacionarse con el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente, al desplazamiento de techo del sistema de múltiples grados de libertad, calculado usando uno de los siguientes procedimientos:

- El primer factor de participación modal en el nivel del nodo de control;
- El factor de participación modal en el nivel del nodo de control calculado utilizando una forma vectorial correspondiente a la forma deformada del edificio en el desplazamiento objetivo, o
- El valor adecuado de la Tabla 3-2, mostrada en el anexo C, tabla C-1, pág. XXXVI.

$C_1$  = Factor de Modificación a relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{[1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}]}{R} \text{ para } T_e < T_s, \text{ (Ecuación 2.4.3.1-3)}$$

Pero no menos que 1,0.

$T_e$ = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos.

$T_s$ = Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del mismo.

$R$ = Relación de la demanda de la fuerza elástica calculado a el coeficiente de fuerza de rendimiento calculado por la ecuación (2.4.3.1-4).

$C_2$ = Factor de modificación para representar el efecto de forma histerética pellizcada, la degradación de la rigidez y el deterioro de la fuerza en respuesta del desplazamiento máximo. Los valores propios de  $C_2$  para diferentes sistemas de vigas y niveles de rendimiento estructural se obtuvieron a partir de Tabla 3-3, mostrada en el anexo C, tabla C-2 pág. XXXVI. Alternativamente, el uso de  $C_2=1.0$  se permitirá para los procedimientos no lineales.

$C_3$ = Factor de modificación para representar el aumento de desplazamientos debidos a efectos dinámicos P- $\Delta$ . Para edificios con rigidez post-rendimiento positivo,  $C_3$  se fijará igual a 1,0. Para edificios con rigidez post-producción negativa, los valores de  $C_3$  se calculará utilizando la ecuación (2.4.3.1-5).

$S_a$ = Aceleración del espectro de respuesta, en el periodo fundamental eficaz y relación de amortiguación del edificio.

$g$  = aceleración de la gravedad.

La relación de fuerza  $R$  deberá ser calculada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R = \frac{S_a}{V_y/w} * C_m, \text{ (Ecuación 2.4.3.1-4)}$$

Donde:

$V_y$  = Límite elástico calculado utilizando los resultados del análisis estático no lineal para la idealización de la curva fuerza-desplazamiento desarrollado para el edificio de conformidad con la sección 3.3.3.2.4.

$W$ = Peso sísmico efectivo, calculado en la sección 3.3.1.3.1

$C_m$  = Factor de masa efectiva de la Tabla 3-1, mostrada en el anexo C, tabla C-3, pág. XXXVII. Alternativamente,  $C_m$  es tomado como el modelo eficaz de masa calculada para el modo fundamental usando un análisis de valores propios.

El coeficiente  $C_3$  se calcula de acuerdo con la ecuación (2.4.3.1-5) si la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento del nodo de control exhibe rigidez negativa post-rendimiento.

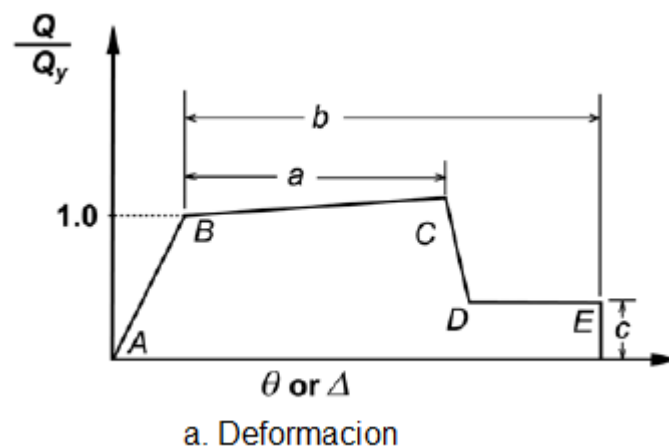
$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (\text{Ecuación 2.4.3.1-5})$$

Donde:

$\alpha$  = es la relación de rigidez post-rendimiento a rigidez elástica efectiva, donde la relación no lineal fuerza-desplazamiento deberá ser caracterizada como una relación bilineal como se muestra en la figura 2.4.3.1-1.

De la sección 6.4 de los requerimientos y supuestos generales para elementos de concreto reforzado se establece que para el análisis estático no lineal Pushover la curva de fuerza deformación para los elementos.

**Figura 2.4.3.1-2 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos y componentes de concreto, extraída de FEMA-356**



De la figura 2.4.3.1-2 a deformación o tipo 1 las deformaciones son expresadas directamente usando términos como deformación, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros  $a$  y  $b$  se refieren a las porciones de deformación que ocurre después de la fluencia, es decir deformaciones plásticas. El

parámetro  $c$  es la resistencia reducida después de una reducción repentina de  $C$  a  $D$ .

En la tabla 6-8, mostrada en los anexos C, tabla C-4, pág. XXXVII se observan los valores para los parámetros de modelamiento  $a$ ,  $b$  y  $c$ , y criterios de aceptación para columnas de concreto reforzado para los niveles de desempeño, con los parámetros de modelamiento se formara la curva de fuerza deformación para cada uno de los elementos dúctiles con la cual se evaluara el nivel de desempeño de los mismos.

Finalizada la revisión de los requerimientos para los elementos principales es posible realizar la evaluación en los mismos para determinar el estado de daño post-sísmico en el que se encuentra la estructura.

### CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

El diagnóstico fue dirigido al “Puente Paso Caballos” ubicado en la zona noroccidental de Nicaragua, en el municipio de Corinto del departamento de Chinandega. El puente se encuentra ubicado propiamente sobre el estero Paso Caballos.

El universo de esta investigación fue dirigido al diagnóstico sísmico por capacidad sísmica no lineal en puentes. Tomando como muestra, este mismo diagnóstico, dirigido a un puente de concreto reforzado ya existente (Puente Paso Caballos) ubicado en una zona potencialmente sísmica del país.

Para el desarrollo de este trabajo fue necesaria la obtención de los planos del puente, los cuales fueron proporcionados por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). Es necesario señalar que los planos obtenidos corresponden a la propuesta de diseño aprobada para la construcción del puente, por tanto cualquier cambio realizado durante la construcción de la obra se desconoce y no fue considerado en el análisis.

Inicialmente se modeló la estructura del Puente Paso Caballos en el software CSI-Bridge, tomando como base fundamental los datos geométricos, y detalles establecidos en los planos estructurales.

En base a lo establecido en la normativa AASTHO-LRFD 2012 se determinaron las cargas y combinaciones de cargas a las cuales se encuentra sometido el puente, para el cálculo de las cargas sísmicas se utilizó la AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011. Posteriormente se definieron dichas cargas y combinaciones al modelo realizado en el software.

Se definió la zona sísmica en donde está emplazada la estructura de acuerdo a lo establecido en la normativa AASTHO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011 y el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, de esta forma se clasificó y determinó que tipo de análisis requirió la estructura.

Con base a la clasificación de la estructura, se determinó el espectro elástico a utilizar para el desarrollo del análisis en el software, tomando en consideración el grupo de importancia al cual pertenece el puente así como el tipo de suelo y la zona en donde el mismo se encuentra emplazado

Se llevó a cabo el análisis por capacidad sísmica no lineal bajo la utilización del software CSI-Bridge y utilizando el método establecido en el FEMA-356 para la obtención del desplazamiento objetivo de la estructura, bajo la acción sísmica impuesta.

En base a los resultados de daños obtenidos en la estructura ante la acción de fuerzas sísmicas se determinó en qué nivel de desempeño se encontraba el puente según lo establecido en el FEMA-356.

Los resultados de las deformaciones obtenidas se compararon con los criterios establecidos en las normativas AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011 y FEMA-356, para garantizar el cumplimiento de los mismos, y para determinar el nivel de desempeño en que se encontró la estructura después de ocurrido el evento sísmico.

## **CAPITULO IV: ANALISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS:**

### **4.1. MODELAMIENTO GEOMETRICO DEL PUENTE EN CSI-BRIDGE**

Para llevar a cabo el desarrollo del análisis por capacidad sísmica no lineal al puente Paso Caballos, fue necesario modelar la estructura del puente en el software CSI-BRIDGE, mostrado en el anexo A paginas III a XX, del modelamiento del puente en el software, a continuación se explica detalladamente el proceso y las consideraciones que debieron ser tomadas en cuenta:

Inicialmente se definió el layout line del puente, el cual representa el eje central del mismo, en él se definió la longitud total de la estructura y se asignaron los carriles con sus anchos correspondientes de acuerdo a los datos establecidos en los planos, mostrados en el anexo B, paginas XXII a XXXIV.

Seguidamente se determinaron las propiedades de los materiales tanto el tipo de concreto utilizado como el acero de refuerzo, de acuerdo a lo establecido en las especificaciones mostradas en el anexo B y se estableció el modelo de histéresis utilizado para el concreto así como para el acero de refuerzo.

El modelo de histéresis cinemático fue utilizado para el acero debido a que es un modelo apropiado para los materiales dúctiles y es el modelo predeterminado por el programa CSI-Bridge.

En el caso del concreto se determinó el modelo de histéresis Takeda siendo este un modelo similar al modelo cinemático y fue utilizado por ser más adecuado para el concreto reforzado que para los metales.

Se determinaron también las secciones de los elementos que conforman la estructura del puente tales como: viga cabezal, vigas longitudinales, viga de estribo, pilas y pilotes. Estableciendo el acero de refuerzo correspondiente para cada una de ellas así como se indica en los planos, mostrados en el anexo B.

Se estableció la sección transversal del puente tomando en cuenta todos los detalles plasmados en los planos del mismo, tal como se muestran los detalles de sección en el anexo B, así como para los diafragmas contenidos en la superestructura.

Correspondiente a la subestructura del puente se determinaron los apoyos que conectan la superestructura con la subestructura, se designaron los estribos y las pilas que conforman los sistemas de apoyo del puente, mostrados en el anexo A.

Para las fundaciones fue necesario el modelamiento de las mismas de forma independiente del objeto puente y restringidas a las pilas a través de un constraint tipo Weld que abarca la conexión en todo el espesor de la zapata.

Para los pilotes en los que se apoyan las zapatas, fue necesaria la determinación de una longitud equivalente, donde se asume que a esa longitud el pilote se considera empotrado en el afloramiento rocoso. Para el cálculo de dicha longitud se tomó en cuenta lo establecido en la sección C10.7.3.13.4 de la normativa AASHTO-LRFD 2012, la cual establece que:

Para el diseño preliminar, la distancia de empotramiento bajo el suelo, en ft, puede tomarse como:

- Para arenas:  $1,8 \left[ \frac{E_p I_w}{n_h} \right]^{0,2}$

Donde:

$E_p$ = módulo de elasticidad del pilote en Ksi

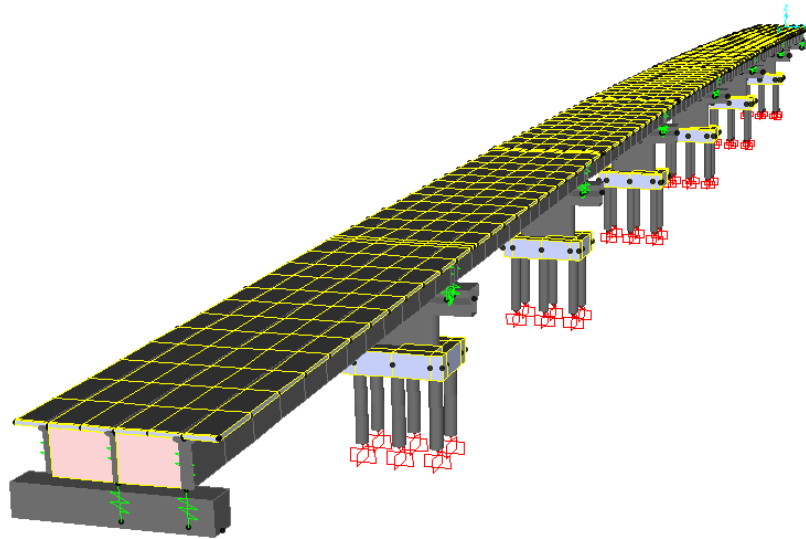
$I_w$ = momento de inercia al rededor del eje débil del pilote en ft<sup>4</sup>

$n_h$ = Tasa de incremento del módulo del suelo con la profundidad, para arenas, en ksi/ ft, extraído de la tabla C-5, mostrada en anexo C, pág. XXXVII.

$$1,8 \left[ \frac{3330,284 \text{ksi} \cdot 6,05 \text{ft}^4}{0,556} \right]^{0,2} = 14,693 \text{ft} = 4,5 \text{m} \text{ (Ecu. 4.1-1)}$$

Finalmente se modelaron las fundaciones con la longitud equivalente correspondiente para los pilotes, y se ensamblaron todos los elementos estructurales en un objeto puente en el software. Si bien con el uso del software no es necesaria la inclusión de fundaciones estas se definieron explícitamente con el fin de considerar la interacción suelo estructura, (ver figura 4.1-4).

**Figura 4.1-1 Puente Paso Caballos modelado en CSI-Bridge**



#### **4.2. DEFINICION DE LA FUENTE DE MASA:**

Se estableció la fuente para definir la masa y cargas que fueron incluidas en los casos de carga modal y espectro de respuesta.

Para la definición de la fuente de masa se determinó el uso del peso propio y masas adicionales, en adición con un patrón de carga especificado, esto incluye el peso propio de la estructura combinado con la carga muerta súper impuesta, más una combinación de cargas adicionales correspondientes al 50% de la carga viva incluyendo carga vehicular y peatonal.

#### 4.3. CARGAS Y COMBINACIONES SEGÚN AASHTO-LRFD 2012 Y AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN 2011:

Para el desarrollo del análisis en el software CSI-Bridge, fue necesario determinar las cargas y combinaciones de cargas que actúan en el puente Paso Caballos con base a lo establecido en las normativas AASHTO-LRFD 2012:

##### 4.3.1. Filosofía de diseño, AASHTO-LRFD 2012:

Según lo establecido en los requisitos generales de las secciones 1.3 y 1.3.1, los puentes se deben diseñar considerando los estados límites de servicio a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

De la sección 1.3.2.1 se establece que se debe satisfacer la ecuación 1.3.2.1-1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1, excepto para columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 3 y 4, donde se aplican los requisitos del Artículo 5.10.11.4.1b.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad (1.3.2.1-2)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0 \quad (1.3.2.1-3)$$

Donde:

$\gamma_i$  = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

$\phi$  = factor de resistencia

$\eta_i$  = factor de modificación de las cargas

$\eta_D$  = factor relacionado con la ductilidad,

$\eta_R$  = factor relacionado con la redundancia,

$\eta_I$  = factor relacionado con la importancia operativa

$Q_i$  = sollicitación

$R_n$  = resistencia nominal

$R_r$  = resistencia mayorada:  $\phi R_n$

De la sección 1.3.3 de la ductilidad se establece que sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$  para elementos y conexiones no dúctiles y

$\eta_D = 1,00$  para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas especificaciones.

$\eta_D \geq 0,95$  para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas especificaciones

Para todos los demás estados límites:  $\eta_D = 1,00$

De la sección 1.3.4 de la redundancia establece: A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$  para elementos no redundantes

$\eta_R = 1,00$  para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0,95$  para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:  $\eta_R = 1,00$

Sección 1.3.5 Importancia Operativa: se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_1 \geq 1,05$  para puentes importantes

$\eta_1 = 1,00$  para puentes típicos

$\eta_1 \geq 0,95$  para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:  $\eta_1 = 1,00$

#### **4.3.2. Cargas y denominación de cargas, AASHTO-LRFD 2012:**

Según la sección 3.3.2 se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias, a continuación se muestran únicamente las cargas que fueron consideradas en el análisis:

- Cargas permanentes:

CR = efectos de fuerza debido a la fluencia

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

EQ = sismo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva  
PL = sobrecarga peatonal  
WL = viento sobre la sobrecarga  
WS = viento sobre la estructura

**4.3.2.1. Factores de carga y combinaciones para los estados límites de servicio, AASHTO-LRFD 2012:**

De las secciones 3.4 y 3.4.1 el efecto de fuerza factorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

$\eta_i$  = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

$Q_i$  = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2, mostradas en el anexo C, tabla C-6 y tabla C-7, pág. XXXVIII.

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por la carga viva.

- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos, el factor de carga  $\gamma_{EQ}$  para la carga viva, será determinado sobre una base específica para el proyecto.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas en relación con carga de hielo, colisión por barcos y vehículos, las verificaciones de inundaciones, y ciertos eventos hidráulicos con una carga viva reducida distinta de la que es parte de la carga de colisión vehicular, CT. Los casos de verificación de inundaciones de no podrán ser combinado con BL, CV, CT o IC.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.
- FATIGA I– Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan a la fatiga infinita inducida por la carga viva.
- FATIGA II- Combinación de cargas de fatiga y fractura que relacionan a la fatiga finita inducida por la carga viva.

Y del capítulo 5: estructuras de hormigón de la sección 5.5 de los estados límites:

De la sección 5.5.2 Estado Límite de Servicio se establece que: las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán fisuración, deformaciones y tensiones del hormigón, según se especifica en los Artículos 5.7.3.4, 5.7.3.6 y 5.9.4, respectivamente. La tensión de fisuración se deberá tomar como el módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6.

De la sección 5.5.3 Estado Límite de Fatiga y sección 5.5.3.1 Requisitos Generales: no es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga.

Según lo establecido en la sección 5.5.4.2 Factores de Resistencia y 5.5.4.2.1 Construcción Convencional, el factor de resistencia  $\phi$  se deberá tomar como:

Para flexión y tracción del hormigón armado: 0,90

Para corte y torsión:

- hormigón de densidad normal: 0,90
- hormigón de baja densidad: 0,80

Para compresión axial con espirales o zunchos:

- a excepción de lo especificado en los Artículo 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo: 0,75

Para resistencia durante el hincado de pilotes: 1,00

De la sección 5.5.5 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo: La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por eventos extremos, especificados en la Tabla 3.4.1-1 mostrada en anexo C-6, pág. XXXVIII, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

#### **4.3.2.2. *Calculo de las cargas permanentes***

**De las secciones 3.5 y 3.5.1 cargas permanentes: DC, DW**

Según lo establecido en este artículo las cargas permanentes deberán incluir el peso propio de cada uno de los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

4.3.2.2.1. *Calculo del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales:*

Para el cálculo del peso propio de los componentes que conforman la superestructura se tomaron las especificaciones establecidas en los planos de acuerdo al diseño geométrico de la propuesta construida para el puente Paso Caballos, los planos del puente se presentan en el anexo B, paginas XXII a XXXIV.

Durante el desarrollo del análisis, el programa realiza el cálculo exacto del peso propio de la estructura, con el objetivo de presentar los elementos que participaron como fuente de masa en combinación con las cargas muertas súper puestas, se presenta la siguiente tabla de cálculos:

CALCULO DEL PESO MUERTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE						
SECCION	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	W VOLUM.(KN/m <sup>3</sup> )	PESO (KN)	(W=KN/m)
TABLERO	9	0,2	1,800	23,593	8960,789	42,468
VIGAS LONG.	0,5	2	1,000	23,593	15233,342	23,593
VIGAS TRANSV.	0,4	2	0,800	23,593		18,875
SUP. DE RODM.	7,3	0,05	0,365	21,627	1665,628	7,894
BARANDA	211		0,000	77,170	231,550	1,097
CONCR. EN BAR	211		0,000	23,593	895,961	4,246
ACERA	211	0,27	0,167	23,593	830,118	3,934

Nota: los valores calculados para las vigas transversales deberán multiplicarse por la longitud transversal que ocupan las mismas en el puente y por el número total de diafragmas colocados a lo largo de la longitud del puente.

BARANDA	# VARILLA	AREA	LONG. (m)	PESO (KN)	NUMERO
ACERO	5	0,00020	5001,92	77,200	
	4	0,00013	4340	43,215	
CONCRETO BAR.				1791,922	
TUBO		0,00968	211	157,568	
POSTE		0,00375	47,6	13,775	119

Nota: los valores de acero y concreto en baranda son totales referidos al puente, el valor del tubo fue calculado para cada lado del puente.

#### 4.3.2.2.2. *Calculo de los efectos de carga producidos por el suelo:*

#### De la sección 3.5.2 Cargas de suelo EH, ES y DD

Según lo establecido en este artículo las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser consideradas según lo establecido en el Arto. 3.11.

Debido a que la revisión de la funcionalidad de los estribos no es parte de los objetivos principales de este documento, la participación de las presiones de suelo fue obviada.

#### **4.3.2.3. *Calculo de cargas transitorias:***

##### 4.3.2.3.1. *Sobrecargas vivas*

De las secciones 3.6 y 3.6.1 Sobrecargas gravitatorias: LL y PL

Sección 3.6.1.1. Carga viva vehicular:

Sección 3.6.1.1.2 Presencia múltiple de sobrecargas vivas:

Lo establecido en este artículo no será aplicable al estado límite de fatiga para este se utilizara un camión de diseño, independientemente del número de carriles con que cuente el diseño.

Factor de presencia múltiple ( $m$ ):

Sección C3.6.1.1.2 según lo establecido aquí si un elemento soporta una acera y un carril de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para la sobrecarga vehicular solamente con  $m = 1,20$  y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con  $m = 1,0$ .

Los factores de presencia múltiple de la tabla C-9 mostrada en el anexo C, pág. XXXIX fueron desarrollados en base a un TPD de 5000 camiones en una

dirección. Debido a que el tráfico promedio diario para Corinto es mayor a 1000, los valores establecidos fueron utilizados sin aplicar reducciones.

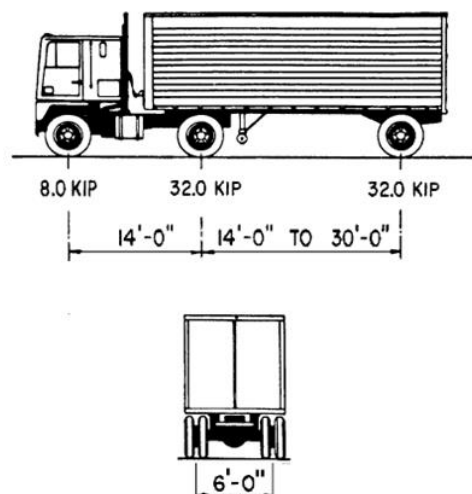
Sección 3.6.1.2 Sobrecarga vehicular de diseño:

Según lo establecido en el artículo (3.6.1.2.1 Requisitos generales) las cargas vivas vehiculares sobre carreteras de puentes o estructuras incidentales, deberán utilizar el HL-93 como camión de diseño el cual deberá consistir de:

- El camión de diseño o tándem de diseño y
- La carga del carril de diseño

Sección 3.6.1.2.2 Camión de diseño HL-93: consiste en un eje frontal de 8.0 Kip y dos ejes traseros de 32.0 Kip estos últimos separados por una distancia variable de 14ft a 30ft, tal como se muestra en la figura:

**Figura extraída de la AASHTO-LRFD 2012 sección 3.6.1.2.2**



**Figure 3.6.1.2.2-1—Characteristics of the Design Truck**

Sección 3.6.1.2.3 Tandem de diseño: deberá consistir en un par de ejes de 25 Kip separados a una distancia de 4.0 ft, con un espaciamento transversal de las llantas de 6.0 ft. Una carga dinámica permitida deberá ser considerada como lo especifica el artículo 3.6.2.

Sección 3.6.1.2.4 Carga del carril de diseño: deberá consistir de una carga de 9.3 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente deberá ser asumida como uniformemente distribuida en un ancho de 10.0 ft. Sin la consideración de la carga dinámica permitida.

### **Sección 3.6.1.3 Aplicación de sobrecargas vivas vehiculares de diseño:**

Según el artículo 3.6.1.3.1 a menos que se establezca lo contrario la mayor sollicitación deberá ser tomada como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación producida por el tandem de diseño combinada con la sollicitación producida por la carga de carril.
- La sollicitación producida por un camión de diseño considerando la separación variable entre los ejes traseros como se establece en el Arto. 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación producida por la carga de carril de diseño.
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145KN de cada camión se deberá tomar como 4.3m.

Sección 3.6.1.4.1 Según lo establecido en este artículo la carga de fatiga consistirá en el camión de diseño especificado en el artículo 3.6.1.2.2 pero con una separación constante de 9.0m entre los ejes traseros del mismo y se deberá aplicar el aumento por carga dinámica establecido en el artículo 3.6.2.

### **Sección 3.6.1.6 Cargas peatonales:**

Consiste en una carga peatonal de 3.60KN/m<sup>2</sup> en todas las aceras que tengan más de 0.60m de ancho, esta se deberá considerar de manera simultánea con la sobrecarga vehicular de diseño.

## Sección 3.6.2 Incremento por carga dinámica IM

### Sección 3.6.2.1 Requisitos generales:

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la tabla C-10, mostrada en el anexo C, pág. XXXIX, incremento por carga dinámica. El factor para aplicar el aumento por carga dinámica deberá tomarse como:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

El incremento por carga dinámica no se aplicara a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

De acuerdo a lo citado con anterioridad, serán aplicadas las consideraciones de presencia múltiple, tomando en cuenta la condición más crítica para la carga total del camión de diseño incluyendo el incremento por carga dinámica:

HL-93K=Camión de diseño

HL-93C=Carga del carril

PL=Carga peatonal

*Para la consideración de un carril cargado  $m=1,20$*

$$HL-93, 1L = 1,2 * [1,33(HL-93K) + (HL-93C)] = 1,596HL-93K + 1,2HL-93C$$

*Para la consideración de una acera más un carril cargado  $m=1,0$*

$$\begin{aligned} HL-93, PL &= 1 * [1,33(HL-93K) + (HL-93C) + PL] \\ &= 1,33HL-93K + HL-93C + PL \end{aligned}$$

### Sección 3.6.4 Fuerza de frenado: BR

La fuerza de frenado será tomada como el mayor de los siguientes valores:

- El 25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño, o

- el 5% del camión de diseño más la carga de carril de diseño o 5% del tandem de diseño más la carga de carril de diseño.

La fuerza de frenado se ubica a una distancia de 1.8m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones horizontales para provocar sollicitaciones extremas.

Se aplicaran los factores de presencia múltiple especificados en el artículo 3.6.1.1.2

Calculo de la fuerza de frenado considerando las condiciones anteriormente citadas:

El peso total del camión es igual a la suma del peso de sus ejes por tanto:

$$W_{\text{camión}} = 35\text{KN} + 145\text{KN} + 145\text{KN}$$

$$W_{\text{camión}} = 325\text{KN}$$

El peso del tandem se calculara de la misma forma:

$$W_{\text{tandem}} = 110\text{KN} + 110\text{KN}$$

$$W_{\text{tandem}} = 220\text{KN}$$

Para la primera condición: 25% del peso de los ejes del camión o tandem de diseño:

Para cuando  $m=1.0$

$$BR = (0.25 * 325\text{KN} * 1.0) = 81.25\text{KN}$$

$$BR = (0.25 * 220\text{KN} * 1.0) = 55\text{KN}$$

Para la segunda condición: 5% del camión o tandem de diseño más la carga del carril de diseño:

$$BR = 0.05[325\text{KN} + (59.225\text{m} * 9.3\text{KN/m})] = 43.79\text{KN}$$

$$BR = 0.05[220\text{KN} + (59.225\text{m} * 9.3\text{KN/m})] = 38.54\text{KN}$$

#### 4.3.2.3.2. *Calculo de cargas de viento según AASHTO-LRFD 2012*

De las secciones 3.8 y 3.8.1 Presión horizontal de viento

Sección 3.8.1.1 Requisitos generales:

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento,  $V_B$ , de 160km/h.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño,  $V_{DZ}$ :

$$V_{DZ}=2.5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

Donde:

$V_{DZ}$  = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño,  $Z$  (km/h)

$V_{10}$  = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)

$V_B$  = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2

$Z$  = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

$V_0$  = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla C-11, mostrada en el anexo C, pág. XL, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h).

$Z_0$  = longitud de fricción en mm del techo o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla C-11, mostrada en el anexo C, pág. XL.

$V_{10}$  se puede establecer a partir de:

- Cartas de Velocidad Básica del Viento disponibles en ASCE 7-88 para diferentes períodos de recurrencia,
- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que  $V_{10} = V_B = 160$  km/h.

Calculando la presión horizontal de viento a una altura de 13.6m sobre el nivel del mar:

$$V_0 = 13.2 \text{ km/h}$$

$$V_B = 160 \text{ km/h}$$

$$V_{10} = V_B = 160 \text{ km/h}$$

$$Z = 13.6 \text{ m}$$

$$Z_0 = 7.0 \text{ m}$$

$$V_{DZ} = 2.5 \left( \frac{13.2 \text{ km}}{h} \right) \left( \frac{160 \text{ km/h}}{160 \text{ km/h}} \right) \ln \left( \frac{13.6 \text{ m}}{0.07 \text{ m}} \right)$$

$$V_{DZ} = 174.0 \text{ km/h}$$

### 3.8.1.2 Presión del viento sobre las estructuras: WS

#### 3.8.1.2.1 Requisitos generales:

Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,000}$$

$P_B$  = presión básica del viento en MPa, especificada en la tabla C-12, mostrada en el anexo C, pág. XL.

Calculando la presión de viento sobre la estructura:

Carga a barlovento:

$$P_D = (0.0024 \text{MPa}) \frac{\left(\frac{174.0 \text{km}}{h}\right)^2}{25,000} = 2,906.5 \text{Pa}$$

$$P_D = (0.0024 \text{MPa}) \frac{\left(\frac{174.0 \text{km}}{h}\right)^2}{25,000} = 2,906.5 \text{Pa}$$

$$P_D = (0.0019 \text{MPa}) \frac{\left(\frac{174.0 \text{km}}{h}\right)^2}{25,000} = 2,301.0 \text{Pa}$$

Carga a sotavento:

$$P_D = (0.0012 \text{MPa}) \frac{\left(\frac{174.0 \text{km}}{h}\right)^2}{25,000} = 1453.25 \text{Pa}$$

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

#### Sección 3.8.1.3 Presión de viento sobre los vehículos: WL

La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46KN/m actuando normal a la calzada y 1.80 m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

#### Sección 3.8.2 Presión vertical del viento:

Se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de  $9,6 \times 10^{-4}$  MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal.

#### **4.3.3. Cálculo de la demanda sísmica según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011 y el RNC-07:**

Es importante destacar que el puente Paso Caballos es un puente con superestructura discontinua y fundaciones profundas, el sistema de pilotes utilizados trabaja por transmisión a punta ya que los mismos se encuentran cimentados en el estrato rocoso a 0.30m de anclaje.

##### **4.3.3.1. Determinación de la zona sísmica y clasificación del puente, según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011 y RNC-07:**

Para determinar el proceso con el cual se calcularon las fuerzas sísmicas se utilizaron los parámetros establecidos dentro de los reglamentos mencionados, así como el desarrollo del procedimiento de análisis requerido para la zona sísmica donde se encuentra emplazado el puente.

##### **4.3.3.2. Selección de categorías de diseño sísmico (SDC) según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, sección 3.5:**

Cada puente debe ser asignado a una de las cuatro categorías de diseño sísmico (SDC), A, B, C o D, basado en la aceleración espectral de diseño para un periodo de 1 segundo  $S_{D1}$ , como se muestra en la tabla C-14 mostrada en el anexo C, pág. XLII.

###### **4.3.3.2.1. Determinación del valor $S_{D1}$ según RNC-07:**

Según lo establecido en el reglamento nacional de la construcción (RNC-07), el valor de  $S_{D1}$  se calculó como sigue:

$$S_{D1} = S * d \left( \frac{T_b}{T} \right)$$

Donde:

$S_{D1}$  = Aceleración espectral de diseño para un periodo de 1 segundo.

$S = 1$ , extraído de la tabla de factores de amplificación por el tipo de suelo mostrada en el anexo C, tabla C-13, pág. XLI.

$d = 2,7 * a_0$ , Arto. 24 coeficientes de diseño sismo resistente, ecuación 3.

$T_b = 0.6$  segundos, periodo estructural que limita la parte plana del espectro, tomado del espectro de diseño para Nicaragua mostrada en el anexo C, figura C-3, pág. XLII.

$T =$  Periodo de vibración igual a 1 segundo.

$a_0 = 0,3$  Para Chinandega, aceleración máxima del terreno cuando  $T = 0$ , extraído del mapa de isoaceleraciones, mostrado en el anexo C, figura C-2, pág. XLI.

Del Arto. 20 de la clasificación de las estructuras, **grupo A, estructuras esenciales**: se considera dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.

Arto. 27, acápite II. Espectros para diseño sísmico: Para estructuras del grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicaran por 1,5. Por tanto:

$$S_{D1} = 1 * 2,7 (0,3 * 1,5) \left( \frac{0,6}{1,0} \right) = 0,729$$

Con el cálculo de  $S_{D1}$  se obtuvo una categoría de diseño sísmico tipo D, según la tabla C-14, mostrada en el anexo C, pág. XLII.

Según la sección 3.5 Selección de categorías de diseño sísmico (SDC) según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011:

Para SDC D, los requerimientos son los siguientes:

- Identificación de ERS (sistemas resistentes a sismos)
- Análisis de demanda
- Capacidad de desplazamiento requerido usando un análisis Pushover (chequeo  $P-\Delta$  y longitud de soporte)
- Diseño por capacidad requerida incluyendo cortante en las columnas
- SDC D nivel de detallamiento
- Evaluación de licuefacción requerida

#### *4.3.3.2.2. Identificación del tipo de sistema resistente a sismos:*

De acuerdo a lo establecido en la sección 3.3 – Requerimientos de sistemas resistentes a sismos (ERS) para SDC D de la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011:

El diseño debe basarse en la siguiente estrategia de diseño sísmico global usada en esta guía de especificaciones en base a las características de comportamiento esperados del sistema de puente:

#### *Tipo 1 - Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica:*

Esta categoría incluye articulaciones plásticas convencionales en las columnas, paredes y estribos que limitan por completo la movilización de fuerzas inerciales de la resistencia pasiva del suelo. También se incluyen las fundaciones que pueden limitar las fuerzas de inercia por rotulas en el suelo, como pilas sobre pilotes y estribos integrales sobre pilotes.

#### *4.3.3.2.3. Combinación de las demandas de desplazamiento sísmico ortogonal*

Según lo establecido en AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011, sección 4.4:

Una combinación de demandas de desplazamientos sísmicos ortogonales deberá ser usada para tomar en cuenta la incertidumbre direccional y la

ocurrencia simultanea de las fuerzas sísmicas en dos direcciones horizontales ortogonales:

- Caso de carga 1: los desplazamientos de demanda sísmica a lo largo del eje longitudinal del miembro deberán ser considerados en un 100%, más el 30% de los desplazamientos de demanda sísmica a lo largo del eje transversal del miembro.
- Caso de carga 2: los desplazamientos de demanda sísmica a lo largo del eje longitudinal del miembro deberán ser considerados en un 30%, más el 100% de los desplazamientos de demanda sísmica a lo largo del eje transversal del miembro.

De la sección 4.7 de la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011, se establecen los requerimientos de diseño para estructuras de categoría sísmica de diseño D:

- Respuesta dúctil convencional: Para carga horizontal, se pretende desarrollar un mecanismo plástico. El mecanismo plástico deberá ser definido claramente como parte de la estrategia de diseño. La fluencia puede ocurrir en áreas que no son de fácil acceso para la inspección con la aprobación del propietario.

#### 4.3.3.2.4. Relación demanda/capacidad para SDC D

Según la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011, sección 4.8, cada bent deberá satisfacer:

$$\Delta_D^L \leq \Delta_C^L$$

Donde:

$\Delta_D^L$  = Demanda de desplazamiento a lo largo del eje principal del miembro

$\Delta_C^L$  = Capacidad de desplazamiento a los largo del eje principal del miembro

Según lo establecido en AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, sección 4.8.2, de la capacidad de desplazamiento local para SDC D:

El procedimiento no lineal estático (NSP), o Pushover, se utilizará para determinar las capacidades de desplazamiento de la estructura, como si alcanza su límite de estabilidad estructural. Se espera que el NSP proporcione una medida más realista de comportamiento que puede ser obtenido a partir de procedimientos de análisis elásticos.

#### *4.3.3.2.5. Requerimientos de ductilidad en el miembro para SDC D*

Según lo establece la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, en la sección 4.9:

En adición a lo establecido en el artículo 4.8, la demanda de ductilidad para los miembros individuales,  $\mu_D$ , deberá satisfacer:

Para apoyos intermedios (bent) con una sola pila:  $\mu_D \leq 5$

En lo cual: 
$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}}$$

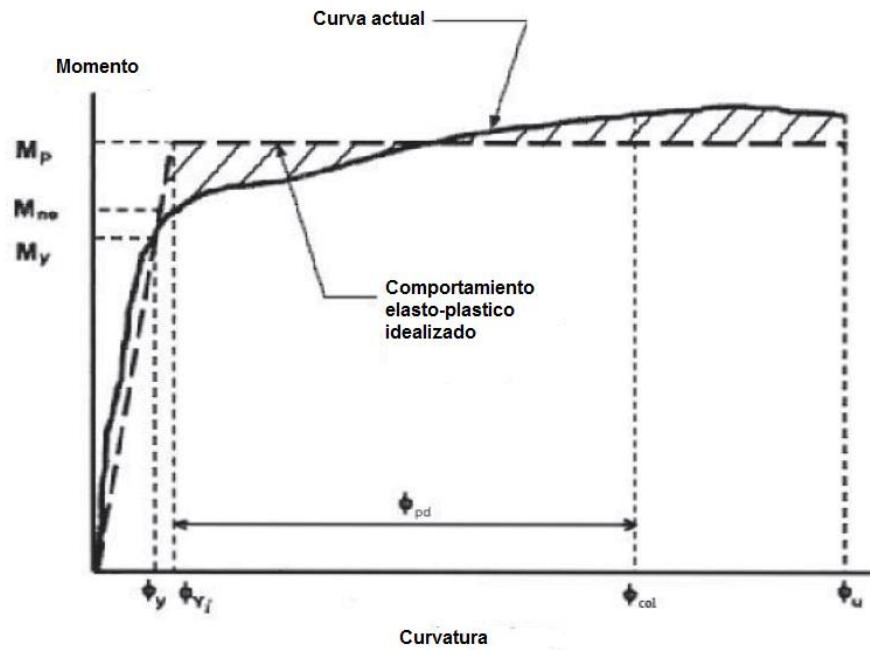
Donde:

$\Delta_{pd}$  = Demanda de desplazamiento plástico (m)

$\Delta_{yi}$  = Desplazamiento de fluencia idealizado, correspondiente a la curvatura de fluencia idealizada, mostrada en la figura (m)

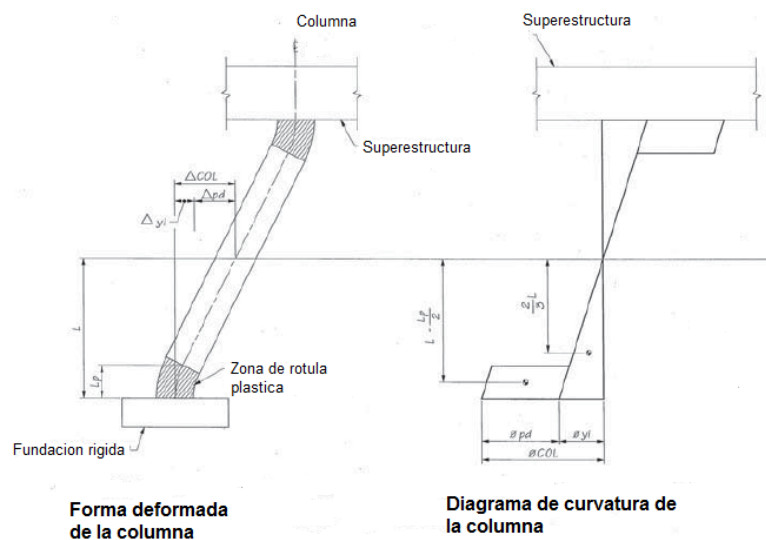
De la sección 8.5 de la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design 2011, de la capacidad de momento plástico para miembros dúctiles de concreto reforzado para SDC D.

**Figura 4.3.3.2.5-1 Curva de momento curvatura idealizada, extraída de la normativa AASHTO 2011**



La capacidad de momento plástico de todos los miembros dúctiles de concreto, deberá ser calculada por un análisis de momento - curvatura ( $M-\phi$ ), (mostrada en la figura 4.3.3.2.5-1), sobre la base de las propiedades esperadas del material.

**Figura 4.3.3.2.5-2 Forma deformada y diagrama de curvatura de la columna**



En la figura 4.3.3.2.5-2 se pueden observar la forma flexionada de la columna y su correspondiente diagrama de curvatura.

#### 4.3.3.2.6. Evaluación del efecto P-Δ

Según lo establecido en el Arto. 4.11.5 Requerimientos de capacidad P-Δ para SDC D de la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011:

Los efectos P-Δ pueden ser ignorados en el análisis y diseño de estructuras del tipo I según la sección 3.3 si se cumple lo siguiente:

- Para columnas de concreto reforzado:

$$P_{dl}\Delta_r \leq 0,25M_p$$

Donde:

$P_{dl}$  = Carga muerta no factorada que actúa sobre la columna (Kip)

$\Delta_r$  = Desplazamiento relativo entre el punto de contraflexión lateral y el punto más alejado de la rótula plástica (in)

$M_p$  = Capacidad de momento plástico idealizada de columnas de concreto reforzada a base de las propiedades esperadas del material (Kip-in)

Los cálculos requeridos para satisfacer la condición para la evaluación de los efectos P-Δ se realizaron después de haber desarrollado el análisis Pushover.

#### 4.3.3.2.7. Longitud analítica de las rotulas plásticas:

Según la sección 4.11.6 de la normativa AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011:

Para las columnas de hormigón armado dentro de una zapata, una pila integral, la longitud de la rótula plástica,  $L_p$  en pulgadas, puede ser determinada como:

$$L_p = 0,8L + 0,15f_{ye}d_{bl} \geq 0,3f_{ye}d_{bl}$$

Donde:

L= Longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de momento en contraflexión (in)

$f_{ye}$ = Límite de elasticidad esperado de las barras de acero de refuerzo longitudinal de la columna (ksi)

$d_{bl}$ = Diámetro nominal de las barras de acero de reforzamiento longitudinal de la columna (in)

Las rotulas plásticas fueron asignadas a los extremos superior e inferior de las pilas del puente, debido a que en esas zonas se presenta la concentración de esfuerzos soportados por la pila. La longitud plástica fue calculada por el programa, únicamente se indicó que las rotulas se generarían en los extremos de cada una de las pilas.

#### **4.3.3.3. *Calculo del espectro de diseño elástico para el municipio de Corinto, según el RNC-07***

Es de vital importancia señalar que los puentes son estructuras esenciales, las cuales deben permanecer operativas después de la ocurrencia de un sismo intenso, debido a su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido dicho evento, según como lo establece el Arto. 20 en el inciso a del RNC-07.

Una vez que se ha determinado el grupo de importancia al que pertenece la estructura, se hizo la construcción del espectro de diseño para el municipio de Corinto, el cual se utilizó para el análisis estático no lineal Pushover aplicado al Puente Paso Caballos.

De acuerdo a lo establecido en el Arto. 27 en el acápite II. Espectros para diseño sísmico:

a) Espectros aplicables a los análisis estático y dinámico

Se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S \left[ a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left( \frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left( \frac{T_b}{T_c} \right) \left( \frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración  $a_0$  se seleccionará del mapa de isoaceleraciones, mostrado en el anexo C, figura C-2, pág. C-XLI.

Del Arto. 24 tenemos que:

$$d = 2.7 \cdot a_0$$

Donde  $a_0$  es tomada del mapa de isoaceleraciones, ver anexos

Zona sísmica C, extraída del mapa de zonificación sísmica de Nicaragua, mostrado en el anexo C, figura C-1, pág. XL.

El valor  $a_0$  en la zona C es 0.3 o se toma del mapa de isoaceleraciones, mostrado en el anexo C, figura C-2, pág. XLI.

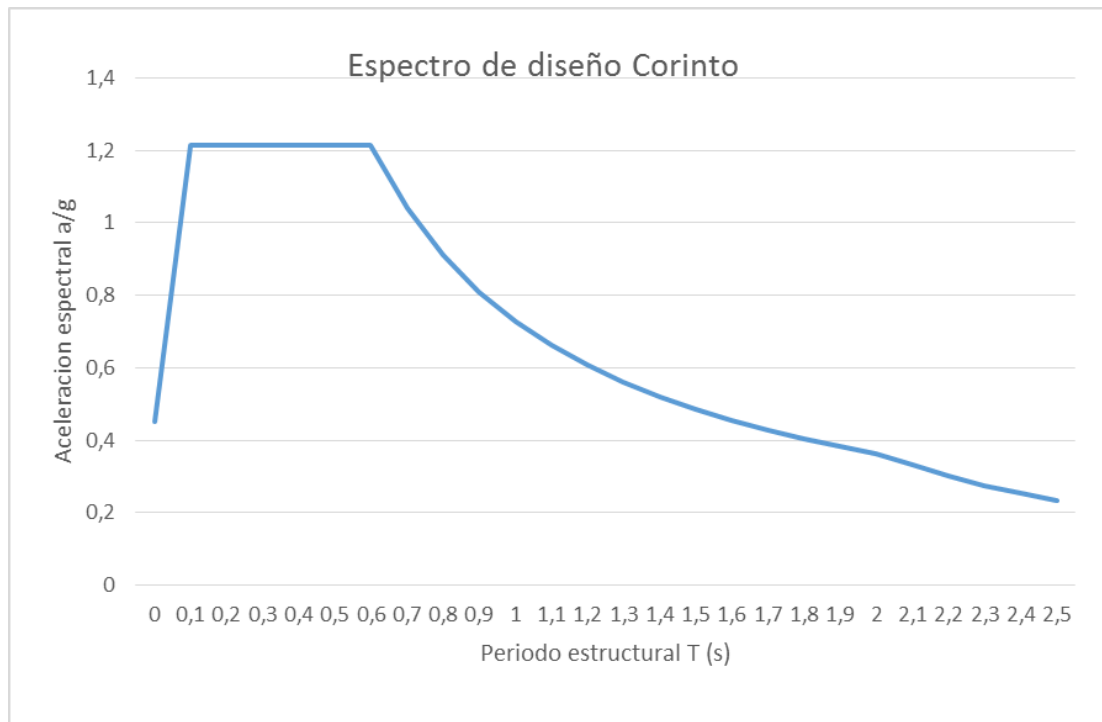
Del Arto. 25 tenemos:

Tipo de suelo I afloramiento rocoso, con  $V_s \geq 750 \text{m/s}$

$S = 1$ , extraído de la tabla de factores de amplificación por el tipo de suelo mostrada en el anexo C, tabla C-13, pág. XLI.

Con base a lo antes mencionado y a la estructura del espectro de diseño para Nicaragua mostrado en el anexo C, figura C-3, pág. XLII, se construyó el espectro correspondiente para el municipio de Corinto, el cual se ingresó al

software con el objetivo de obtener las fuerzas sísmicas correspondientes que afectan a la estructura:



#### 4.4. DESARROLLO DEL ANALISIS PUSHOVER EN CSI-BRIDGE

Una vez determinadas las cargas a las cuales se encuentra sometido el puente y la zona sísmica en la que está emplazado, se procedió a realizar el análisis Pushover, bajo la consideración del puente en servicio, con apoyos internos fijos para dar continuidad a la superestructura, y para evaluar la condición más desfavorable se consideraron los apoyos en los estribos como tipo rodillo.

Según el sistema resistente a sismos definido con anterioridad, el comportamiento de la estructura, se basa en una superestructura esencialmente elástica y una subestructura dúctil, esto quiere decir que el comportamiento de la superestructura se mantendrá en el rango elástico mientras que la subestructura incursionara en el rango inelástico.

Por tanto la base del análisis para este documento en particular se concentró en la evaluación de la subestructura del puente, debido a que esta es la

encargada de resistir las fuerzas emitidas por los eventos sísmicos. A continuación se muestran los resultados obtenidos bajo la utilización del programa CSI-Bridge correspondiente al análisis Pushover.

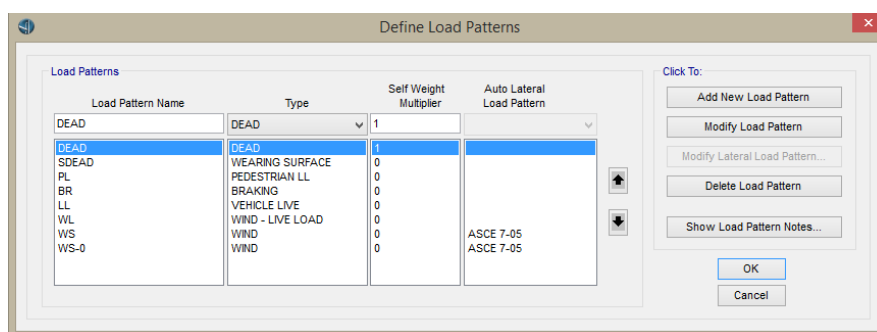
#### 4.4.1. Datos ingresados al programa CSI-Bridge

Una vez modelada la estructura del puente Paso Caballos fue necesario ingresar las cargas transitorias y permanentes, el espectro elástico de diseño utilizado para el cálculo de la demanda producida por el sismo, se realizó la asignación de las rotulas plásticas en las pilas y se generó un caso de respuesta para el desarrollo del análisis en el programa.

##### 4.4.1.1. Cargas ingresadas al programa

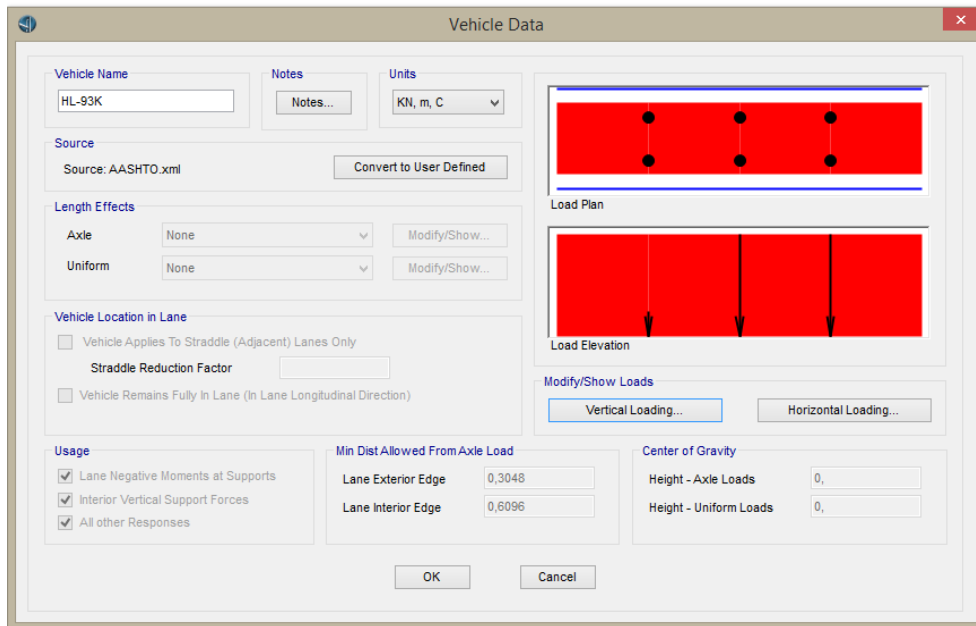
En la figura 4.4.1.1-1 se muestran todos los patrones de carga ingresados al programa, haciendo énfasis en que las únicas cargas utilizadas por el programa para el desarrollo del análisis no lineal son la carga muerta (dead), carga muerta súper impuesta (wearing Surface), carga viva peatonal (pedestrian LL), y carga viva vehicular (vehicle live).

**Figura 4.4.1.1-1 patrones de carga ingresados al programa**

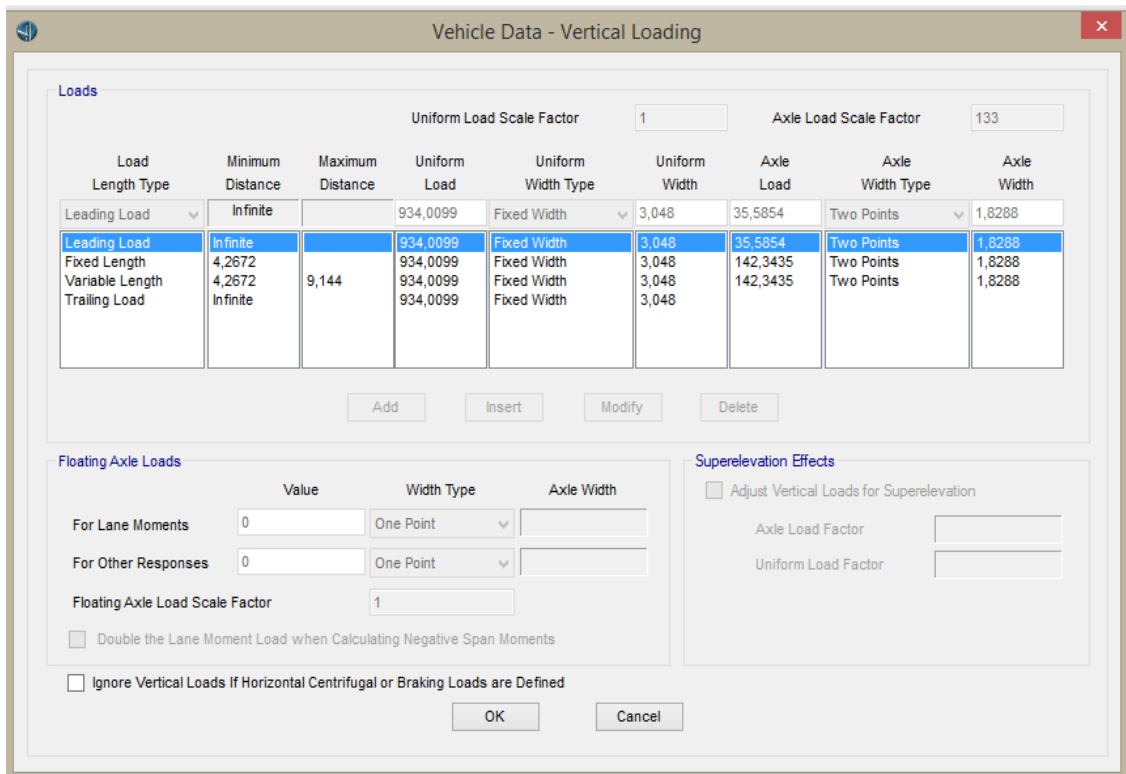


En las figuras 4.4.1.1-2, 4.4.1.1-3 y 4.4.1.1-4 se muestran los detalles para el vehículo de diseño ingresado al programa nombrado como HL-93K, el cual fue descrito en la sección 4.3 de este documento.

**Figura 4.4.1.1-2 Detalles de la ubicación de las cargas en los ejes del vehículo de diseño HL-93K**



**Figura 4.4.1.1-3 Peso en los eje del vehículo de diseño HL-93K**



**Figura 4.4.1.1-4 Consideraciones de cargas horizontales en el vehículo de diseño HL-93 K**

Vehicle Data - Horizontal Loading

**Centrifugal Load**

Consider Centrifugal Load

Scale by Velocity<sup>2</sup>/g

Scale by Unit Length

Velocity

Axle Load Factor

Uniform Load Factor

Consider Overturning

**Braking/Acceleration Load**

Consider Braking Load

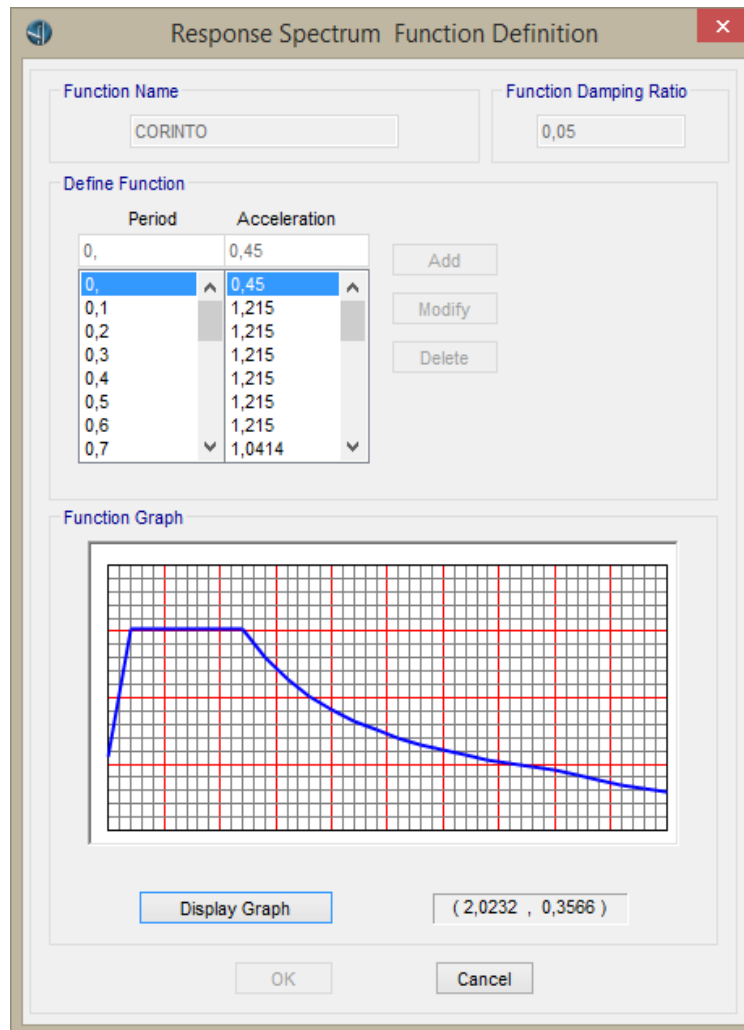
	Axle Loads	Uniform Loads
Factor Set 1	<input type="text" value="0,25"/>	<input type="text" value="0"/>
<input type="checkbox"/> Factor Set 2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Skew Factor	<input type="text"/>	<input type="text"/>

OK Cancel

**4.4.1.2. Ingreso del espectro de diseño para Corinto, asignación de rotulas plásticas y generación del caso de respuesta**

En la figura 4.4.1.2-1 se observan las aceleraciones y periodos ingresados para la formación del espectro de diseño correspondiente para el municipio de Corinto para estructuras del grupo A.

**Figura 4.4.1.2-1 Construcción del espectro de diseño para Corinto**



En la figura 4.4.1.2-2, se observa el tipo de rotulas que se asignó a cada pila en cada uno de los extremos de la misma, este tipo de rotula fue seleccionado según lo establecido en la normativa FEMA-356, en este caso se considera el tipo P-M-M acoplado lo cual significa que el programa capturara las variaciones de las fuerzas axiales y momentos a medida que cada pila sea empujada.

**Figura 4.4.1.2-2 Rotula plástica para columnas de concreto gobernadas por la flexión según FEMA-356 con base a la sección 6.5**

En la figura 4.4.1.2-3 se muestran todas las rotulas que se han generado, cada rotula es designada con un nombre donde el primer valor numérico representa el elemento frame, la letra H representa la longitud de plastificación, y el número final corresponde a la ubicación de la rótula, siendo dos para el tope de la columna y uno para la base de la misma.

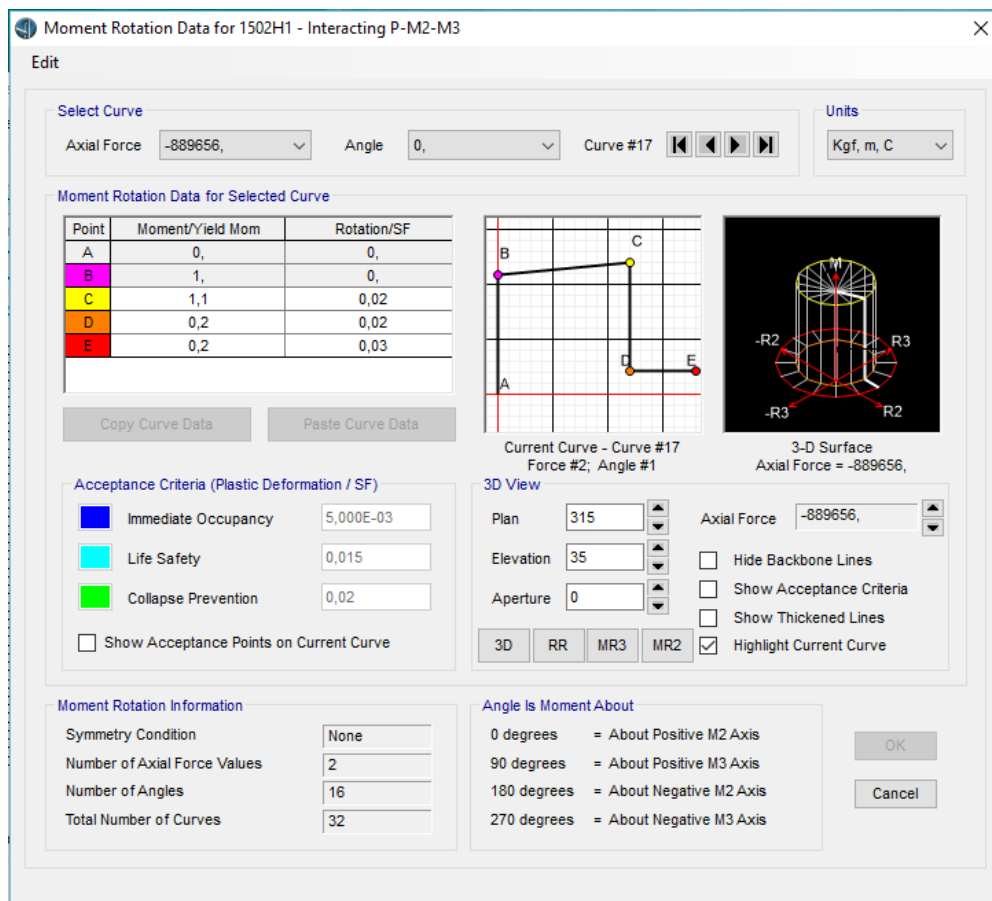
**Figura 4.4.1.2-3 Rotulas asignadas a las pilas con base a FEMA-356**

Name	Type	Behavior	Generated	From
1504H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1504H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1506H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1506H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1508H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1508H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1510H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1510H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1512H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1512H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1502H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1502H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto

El programa ha generado de manera automática la curva momento rotación en función del tipo de propiedades seleccionadas en este caso en función de los parámetros establecidos en FEMA-356 tabla 6-8 ítem i, para columnas de concreto dominadas por flexión, y ha generado del mismo modo los criterios de aceptación establecidos, ver figura 4.4.1.2-4.

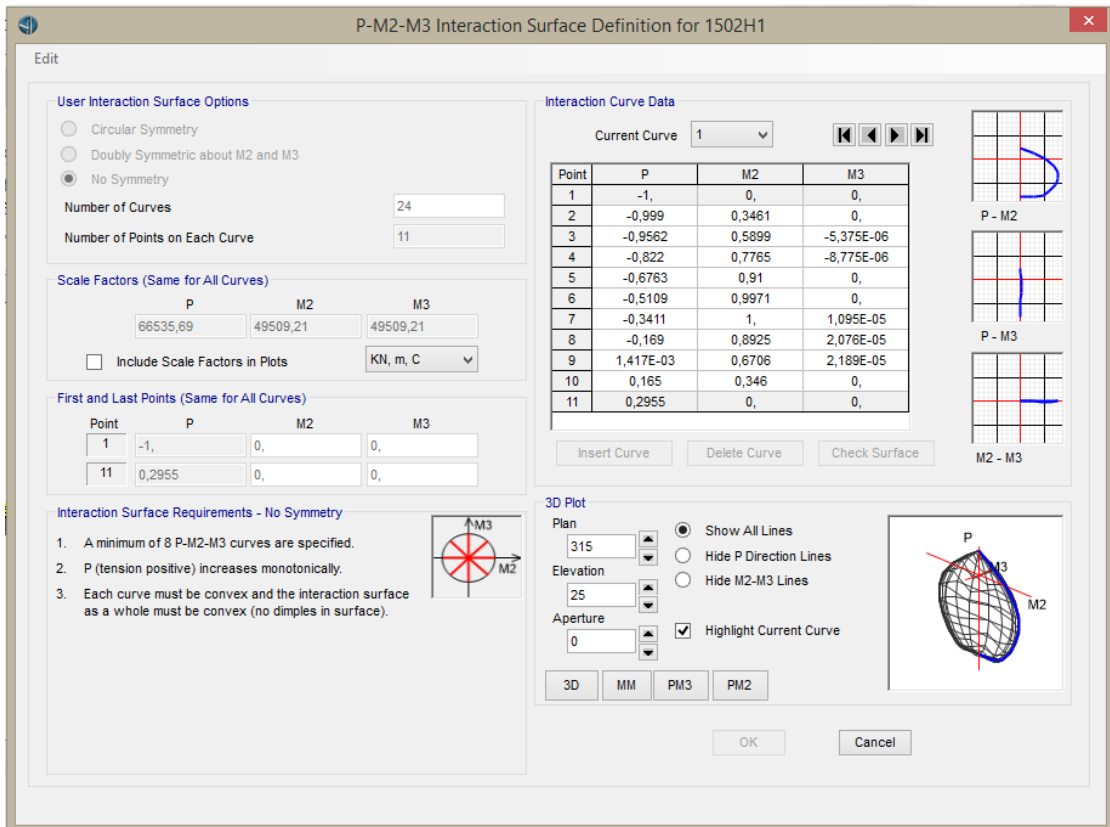
En la figura pueden observarse los criterios de aceptación para cada uno de los niveles de desempeño, los cuales serán utilizados para evaluar las rotulas plásticas generadas.

**Figura 4.4.1.2-4 Curva momento rotación**



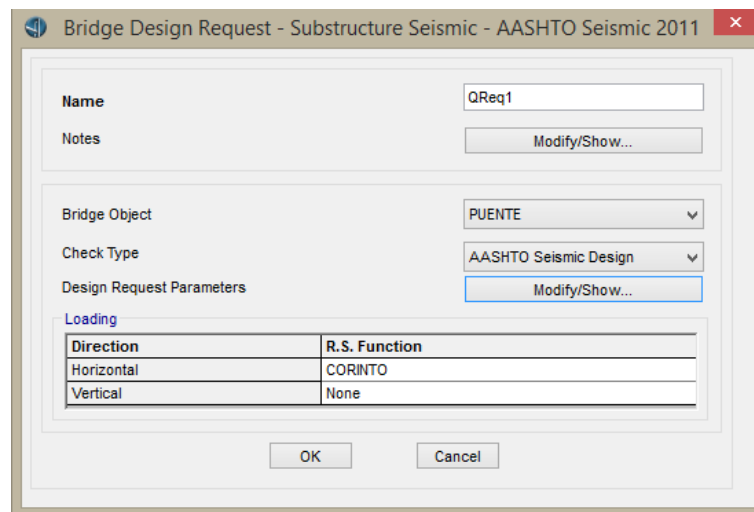
En la figura 4.4.1.2-5 es posible observar la curva de interacción la cual se generó de manera automática en función de la sección transversal de las pilas. Dicho diagrama de interacción es el que se utilizó para la curva momento rotación de la figura 4.4.1.2-4.

**Figura 4.4.1.2-5 Superficie de interacción**

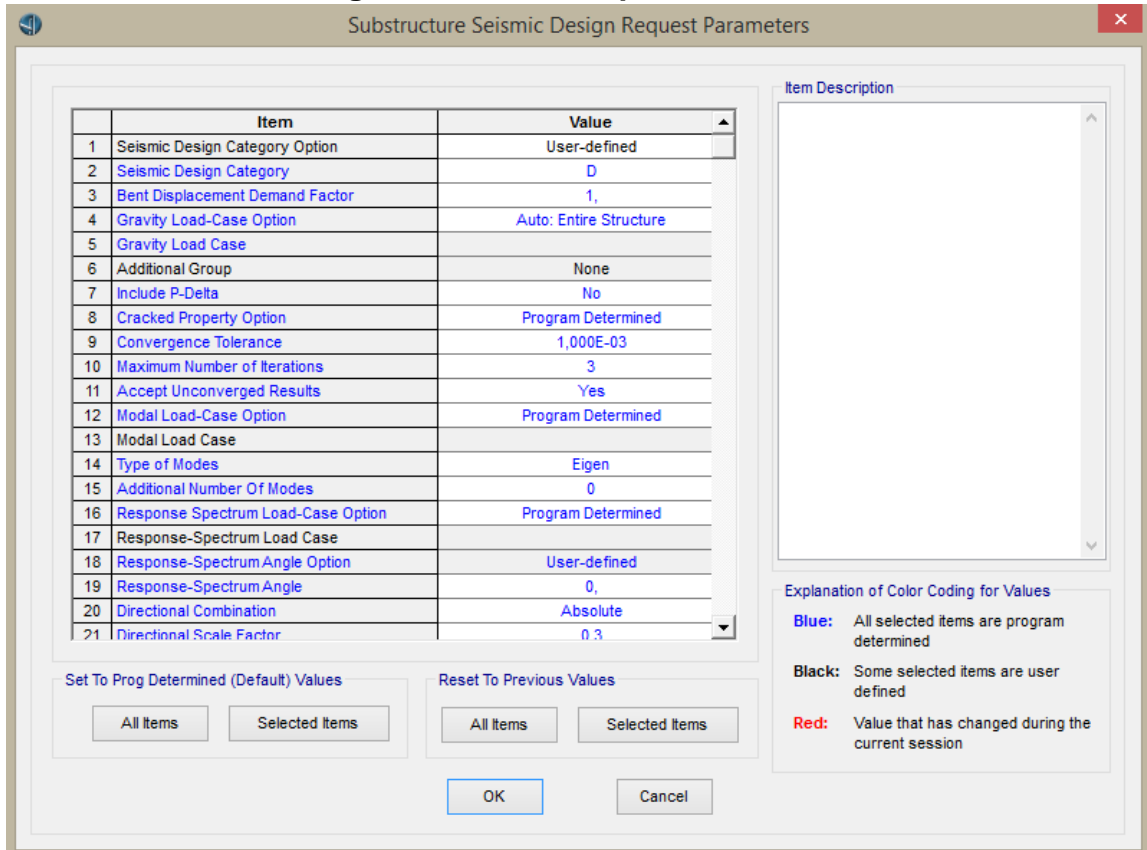


Una vez que se ingresaron las cargas y propiedades correspondientes se procedió a generar un caso de respuesta de diseño en donde se especifican el espectro de diseño, la clasificación de la zona donde se ubica el puente y los análisis que serán desarrollados, ver figuras 4.4.1.2-6 y 4.4.1.2-7).

**Figura 4.4.1.2-6 Respuesta de diseño**



**Figura 4.4.1.2-7 Respuesta de diseño**



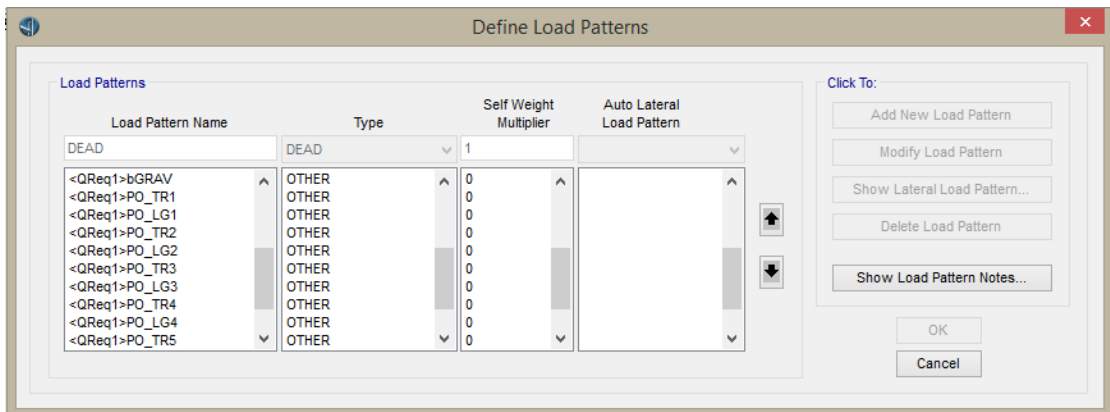
#### 4.4.2. Resultados del caso de respuesta generado

##### 4.4.2.1. Patrones de carga y casos de carga generados

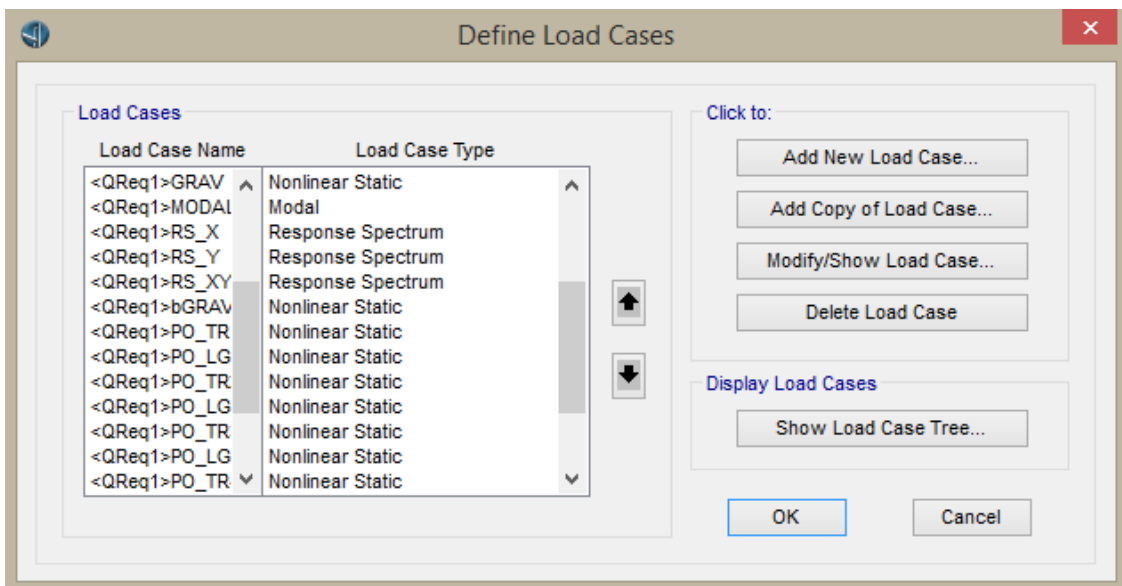
Después que el análisis Pushover ha sido corrido por el programa en uso en este caso CSI-Bridge, el mismo generó automáticamente los patrones de carga (figura 4.4.2.1-1) y casos de carga (figura 4.4.2.1-2), los cuales corresponden a los análisis gravitacional, modal, y a la demanda producida por el espectro de diseño utilizado en el análisis en cada pila y dirección correspondiente.

En la figura 4.4.2.1-2 pueden observarse además de los casos de carga generados, el tipo de caso de carga correspondiente para cada uno de ellos.

**Figura 4.4.2.1-1. Patrones de carga generados**



**Figura 4.4.2.1-2. Casos de carga generados**

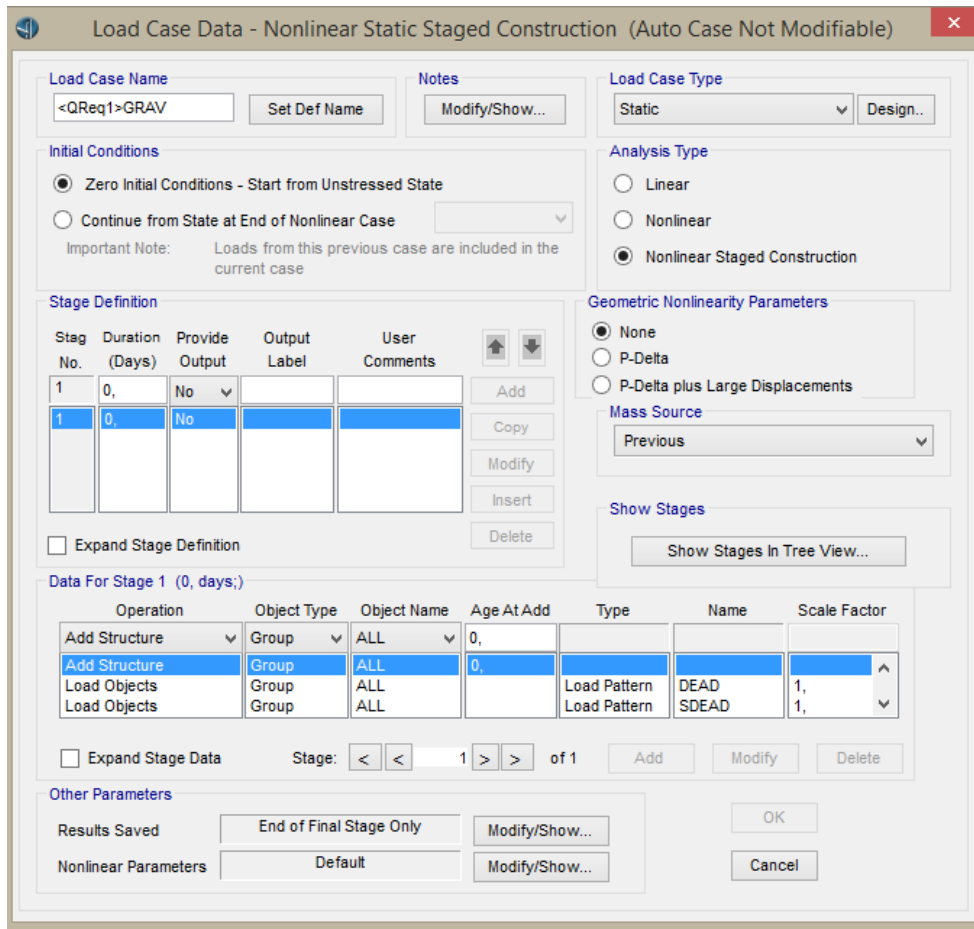


Cada uno de los casos de carga mostrados corresponde a un análisis que el programa ha generado, los cuales son la base para el desarrollo del análisis Pushover.

#### 4.4.2.1.1. Caso de carga gravitacional

El programa genero de forma automática el caso de carga con el nombre <QReq1>GRAV, ver figura 4.4.2.1-1, este corresponde a la respuesta producida por el peso propio de los elementos y la carga muerta adicional de toda la estructura, de la figura se puede observar que el programa ha incluido todos los elementos del puente, con sus pesos correspondientes.

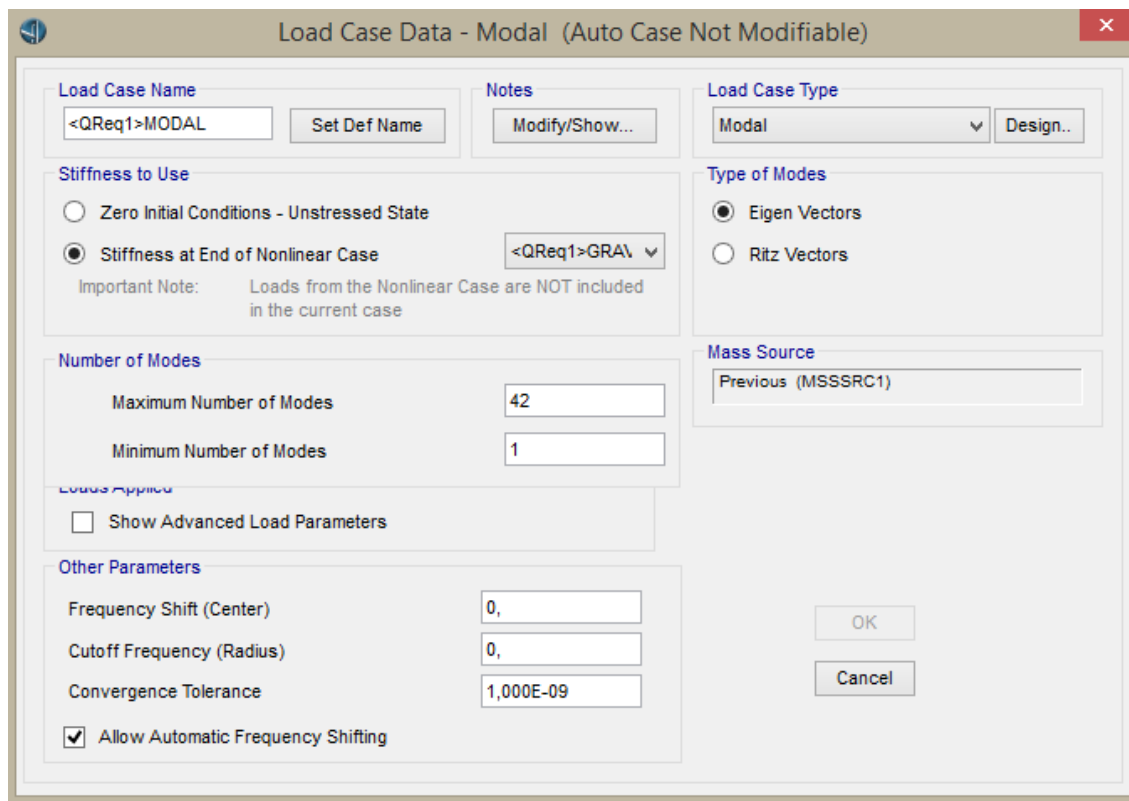
**Figura 4.4.2.1.1-1 Caso de carga gravitacional generado**



El programa ha realizado el análisis modal de toda la estructura en el cual se identifican los modos de vibrar de un sistema de múltiples grados de libertad (ver figura 4.4.2.1.2-1) y a través de una superposición modal ha transformado ese sistema a uno equivalente de un grado de libertad.

La superposición modal fue realizada a través de la utilización de vectores que transforman el sistema de múltiples grados de libertad a un modelo simplificado de un grado de libertad realizando una corrección estática en los modos.

**Figura 4.4.2.1.2-1 Caso modal desarrollado**



El número de modos en un puente se determina en función de la siguiente ecuación:

$$\text{No. de modos} = 12 + 6(\# \text{ de claros} - 2)$$

$$\text{No. de modos} = 12 + 6(7 - 2) = 42$$

#### *4.4.2.1.3. Casos de carga para el espectro de respuesta*

Una vez que el análisis Pushover es corrido en el programa, este crea automáticamente tres casos de carga correspondientes al espectro de respuesta, <QReq1> RS\_X, <QReq1> RS\_Y, <QReq1> RS\_XY. En estos casos de carga se representa la demanda sísmica que será aplicada al puente.

El caso de carga <QReq1> RS\_X, (ver figura 4.4.2.1.3-1), corresponde a la carga dinámica en la dirección longitudinal es decir a lo largo del eje del puente. Este caso de carga representa las aceleraciones producidas por el espectro de diseño en la dirección X, para un coeficiente de amortiguación modal del 5%.

**Figura 4.4.2.1.3-1 Sismo actuante en la dirección X**

Load Case Data - Response Spectrum (Auto Case Not Modifiable)

Load Case Name: <QReq1>RS\_X [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design..]

Modal Combination:
 

- CQC GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:
 

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor: [ ]

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:
 

- Use Modes from this Modal Load Case: <QReq1>MOD/
- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	CORINTO	9,8067

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:
 

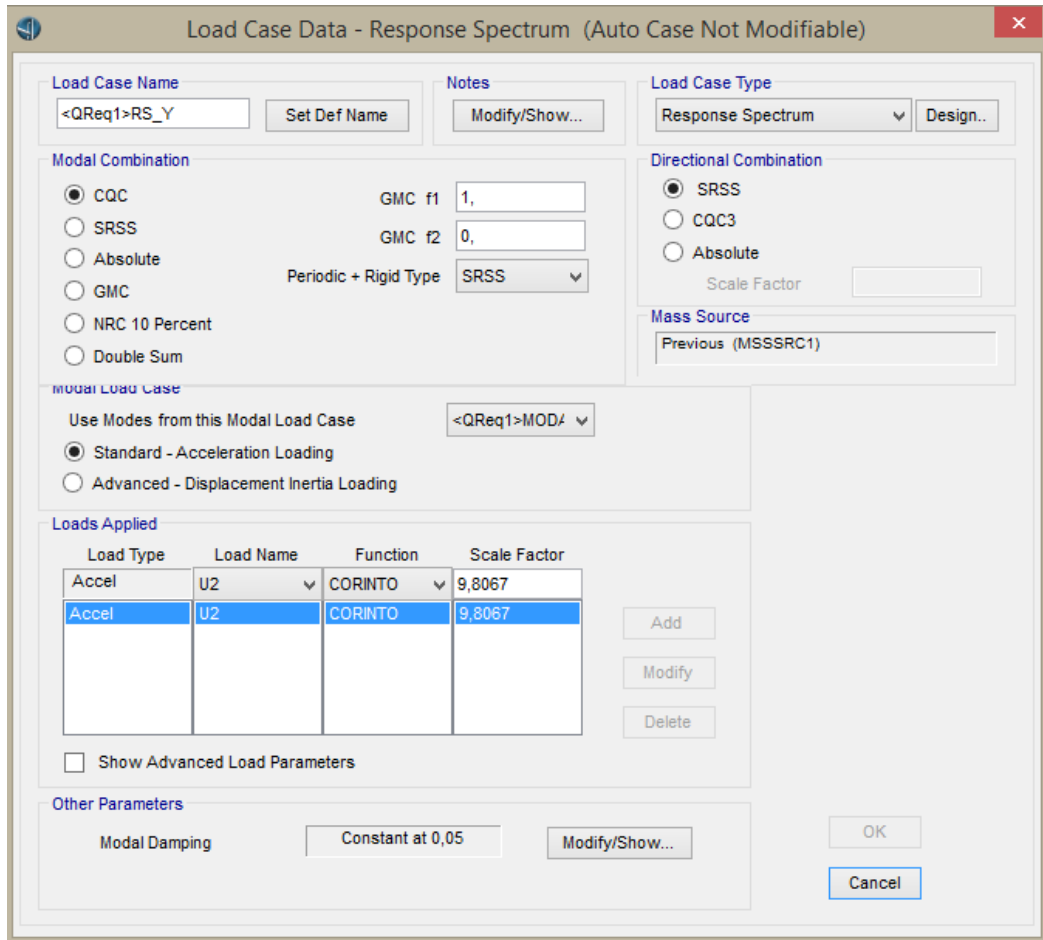
- Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

El caso de carga <QReq1> RS\_Y, (ver figura 4.4.2.1.3-2), corresponde a la carga dinámica en la dirección transversal es decir a lo largo de la sección transversal del puente. Este caso de carga representa las aceleraciones producidas por el sismo de diseño en la dirección Y.

El espectro de diseño utilizado corresponde al espectro de Corinto, el cual se ingresó antes de correr el análisis. El factor de escala referido para el espectro corresponde a las unidades de medida de la gravedad, puesto que los valores de las aceleraciones en el espectro elástico son adimensionales, (ver figura 4.4.2.1.3-2).

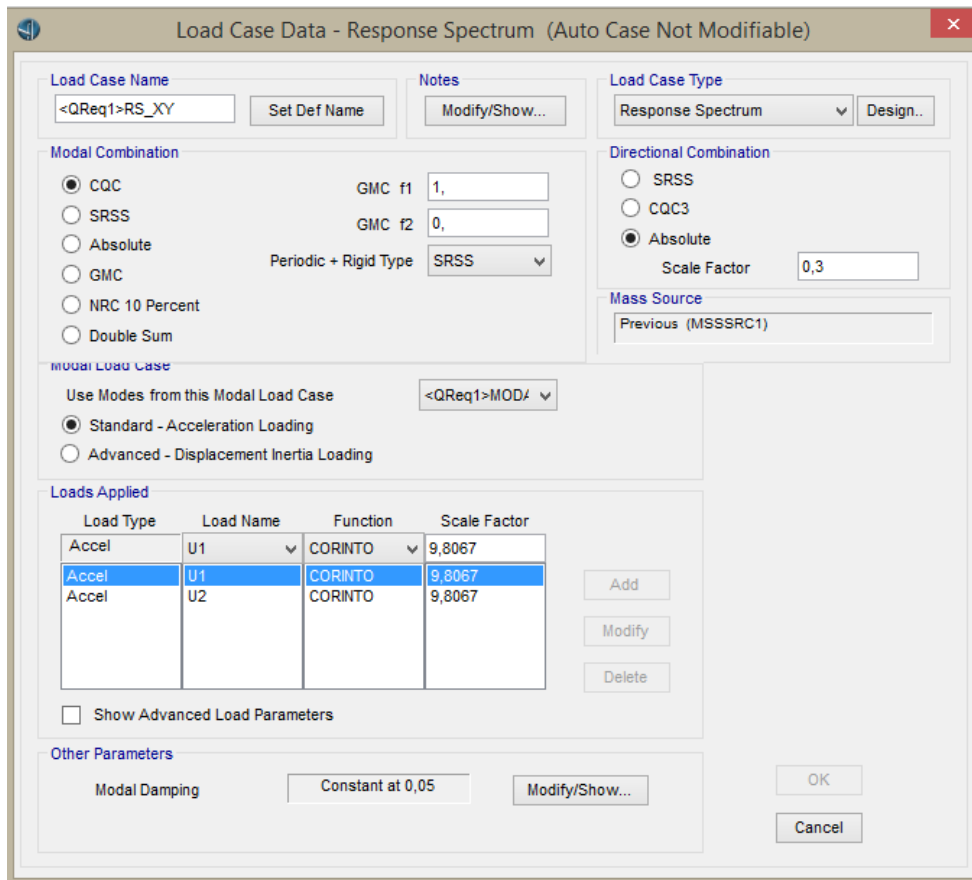
**Figura 4.4.2.1.3-2 Sismo actuante en la dirección Y**



El caso de carga <QReq1> RS\_XY, (ver figura 4.4.2.1.3-3), corresponde a una combinación ortogonal global del sismo actuante en el puente. Este caso de carga representa un envolvente de las máximas aceleraciones producidas por combinaciones ortogonales.

Es decir, en este caso de carga el programa ha ejecutado la combinación 100% actuante del sismo en X más el 30% actuante del sismo en Y, obteniendo las aceleraciones máximas producidas por la misma, para posteriormente combinarlas con las aceleraciones máximas obtenidas de la combinación 30% actuante del sismo en X más el 100% actuante del sismo en Y.

**Figura 4.4.2.1.3-3. Combinación ortogonal global generada**

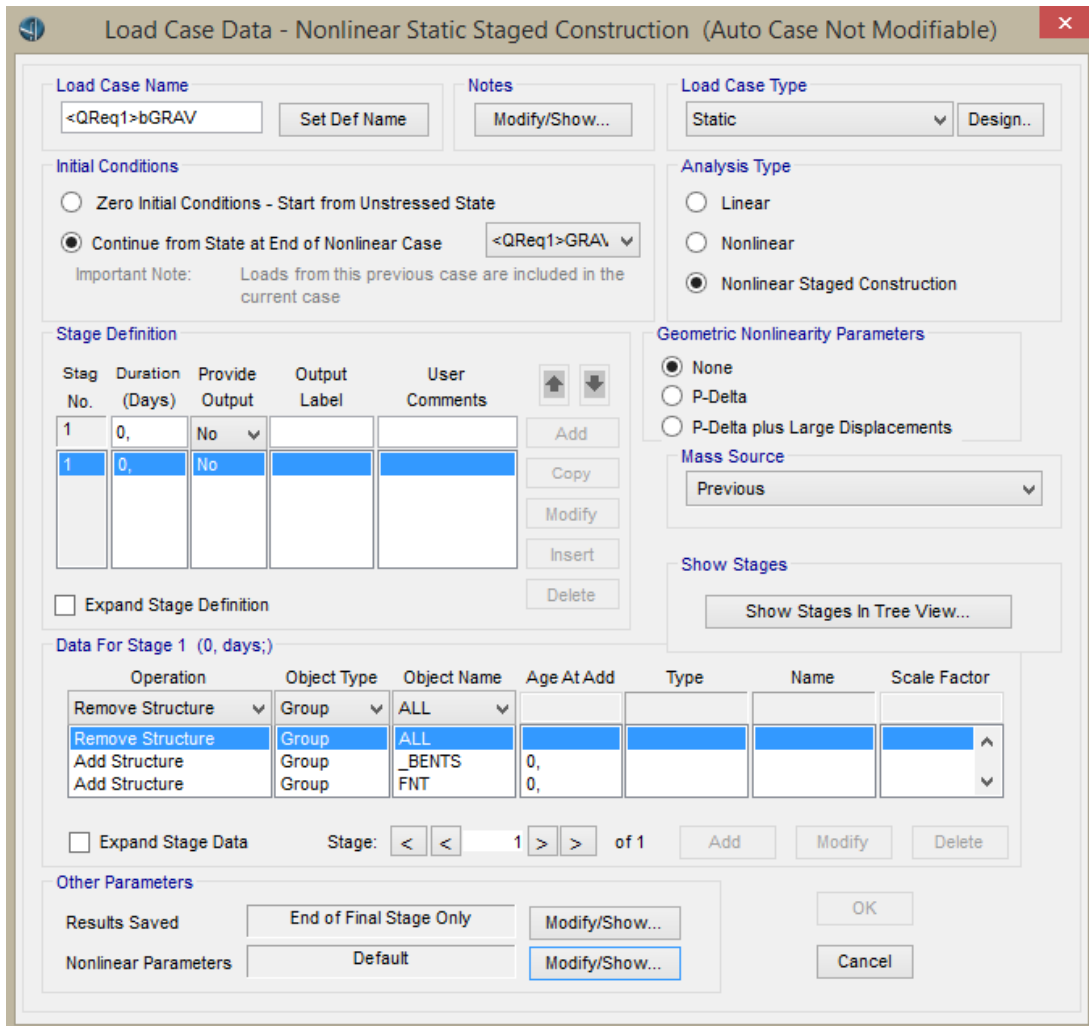


#### 4.4.2.1.4. Caso de carga Pushover

Los últimos casos de carga generados son los correspondientes a las cargas laterales aplicadas a cada una de las pilas en la dirección longitudinal y transversal. El programa genera automáticamente un caso de carga para cada pila y para cada dirección, siendo <QReq1> PO\_TR1 el análisis en la dirección transversal y <QReq1> PO\_LG1 para la dirección longitudinal.

Un caso de carga nombrado <QReq1> bGRAV, (ver figura 4.4.2.1.4-1) es necesario para aislar las pilas del resto del modelo de puente y aplicar los modificadores de las propiedades de la sección fisurada, así como aplican la carga muerta.

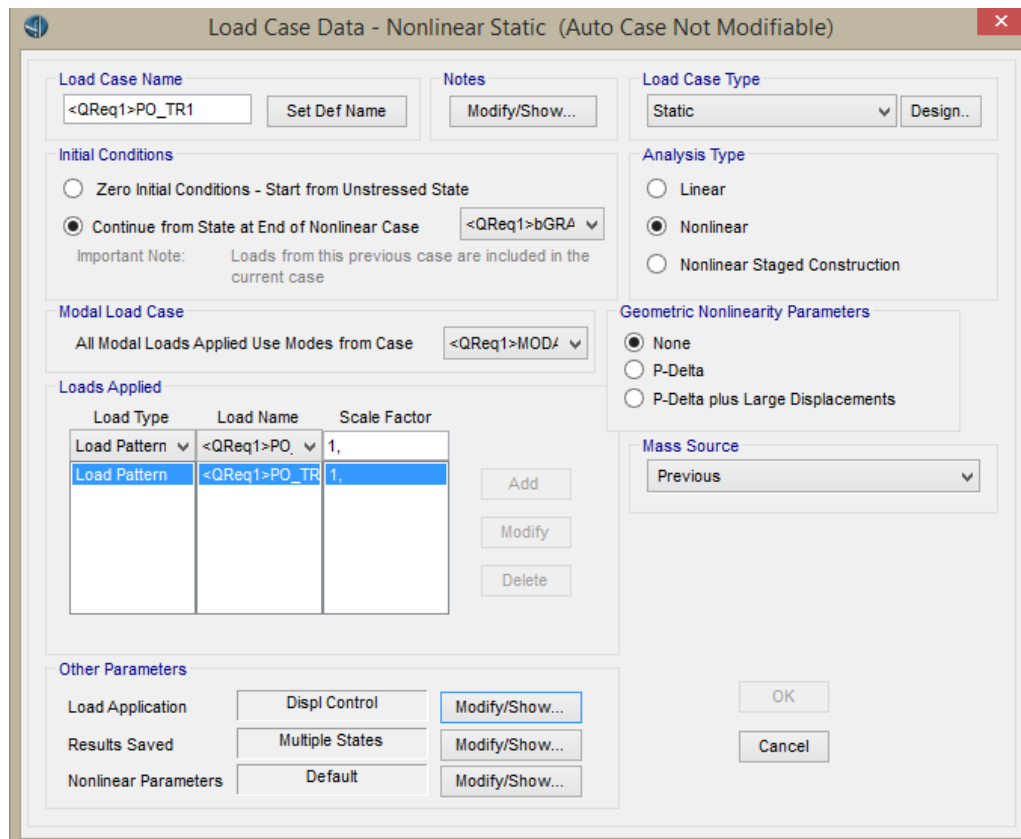
**Figura 4.4.2.1.4-1 Caso de carga para los bent**



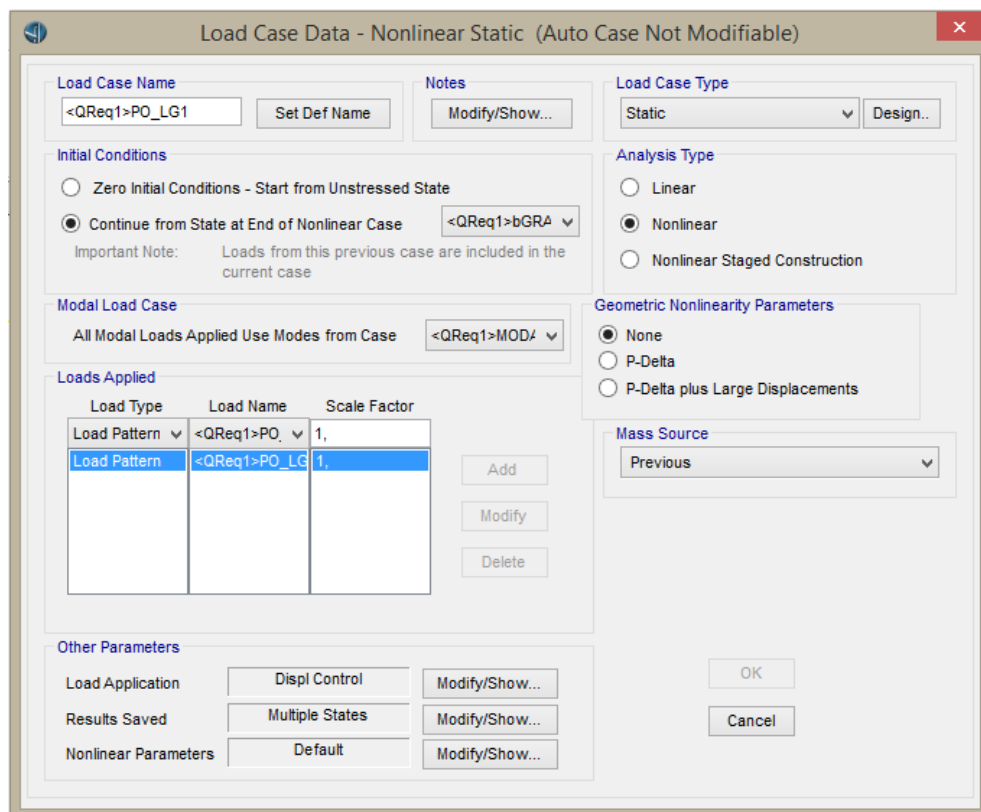
Una vez que el caso de carga <QReq1> bGRAV ha aislado los bent, el programa automáticamente carga cada una de las pilas y aplica los modificadores de las propiedades de la sección agrietada, estos modificadores son calculados por el programa.

Finalmente la aplicación de la demanda sísmica a cada una de las pilas en la dirección transversal y longitudinal es proporcionada por los casos de carga <QReq1> PO\_TR1 y <QReq1> PO\_LG1, respectivamente, ver figuras 4.4.2.1.4-2 y 4.4.2.1.4-3.

**Figura 4.4.2.1.4-2 Caso de carga Pushover en la dirección transversal**



**Figura 4.4.2.1.4-2 Caso de carga Pushover en la dirección longitudinal**



### 4.4.3. Resultados del análisis Pushover para el puente Paso Caballos

Una vez generados todos los casos de carga anteriormente mencionados, se procedió a la revisión de los resultados emitidos por el análisis Pushover realizado al puente Paso Caballos.

#### 4.4.3.1. Relación demanda-capacidad

Una vez finalizado los análisis y obtenidas las respuestas de demanda emitida por el sismo de diseño y la capacidad de la estructura, se procedió a la revisión del cumplimiento de los criterios exigidos según AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge desing 2011 en la sección 4.8, los cuales deben cumplir que la relación de la demanda entre la capacidad debe ser menor o igual a 1, (ver figura C-4, anexo C, pág. XLIII).

De la tabla 4.4.3.1-1 se observa que las relaciones entre la demanda de desplazamiento impuesta al puente Paso Caballos y la capacidad del mismo son satisfactorias ya que se ha cumplido con la relación demanda-capacidad antes mencionada, esto indica que el miembro dúctil tiene la capacidad de desplazamiento adecuada para contrarrestar el daño debido al movimiento del suelo ante acciones sísmicas.

**Tabla 4.4.3.1-1 Relación demanda-capacidad para las pilas**

TABLE: Bridge Seismic Design 01 - Bent D-C										
DesReqName	BridgeObj	SDCategory	SpanName	Station	Direction	GenDispl	Demand	Capacity	DCRatio	Status
Text	Text	Text	Text	m	Text	Text	m	m	Unitless	Text
QReq1	PUENTE	D	Span 1	29,75	TRANS	<QReq1>GD_TR1	0,011	0,042	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 1	29,75	LONG	<QReq1>GD_LG1	0,014	0,054	0,251	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 2	60,05	TRANS	<QReq1>GD_TR2	0,013	0,052	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 2	60,05	LONG	<QReq1>GD_LG2	0,017	0,068	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 3	90,35	TRANS	<QReq1>GD_TR3	0,020	0,078	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 3	90,35	LONG	<QReq1>GD_LG3	0,019	0,076	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 4	120,65	TRANS	<QReq1>GD_TR4	0,020	0,078	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 4	120,65	LONG	<QReq1>GD_LG4	0,019	0,076	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 5	150,95	TRANS	<QReq1>GD_TR5	0,013	0,052	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 5	150,95	LONG	<QReq1>GD_LG5	0,017	0,069	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 6	181,25	TRANS	<QReq1>GD_TR6	0,011	0,043	0,250	Finished
QReq1	PUENTE	D	Span 6	181,25	LONG	<QReq1>GD_LG6	0,014	0,055	0,249	Finished

#### 4.4.3.2. Requerimientos del miembro dúctil para SDC D

Según establece la normativa AASHTO en la sección 4.8 a como se citó con anterioridad, cada miembro dúctil del puente debe cumplir con la relación  $\mu_D \leq 5$ , a continuación se realizó la evaluación para determinar el cumplimiento de la misma.

Los valores de capacidad de momento plástico (Mp) y fuerza axial (P), se obtuvieron de la tabla de momento capacidad idealizada (ver tabla 4.4.3.2-1), la cual forma parte de los resultados generados por el programa. Dichos valores representan las capacidades de resistencia a momentos y fuerzas axiales correspondientes a la sección transversal de la pila.

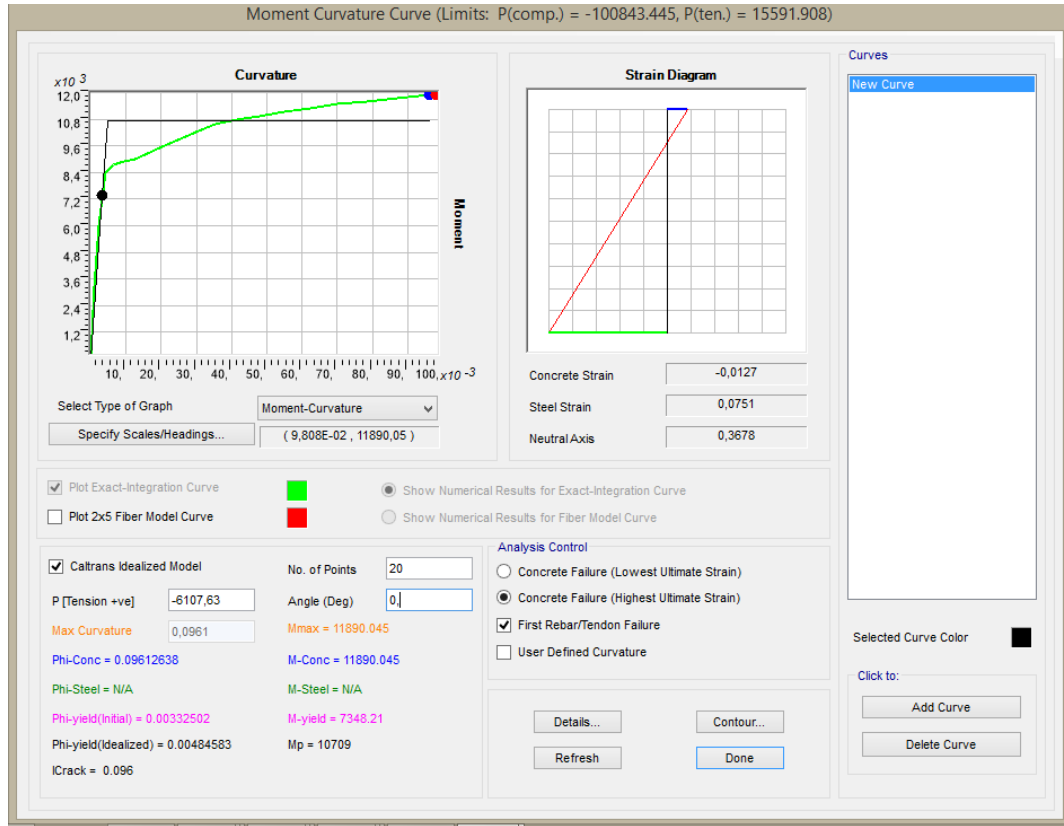
Con la utilización de estos valores fue posible determinar el desplazamiento idealizado, a través del grafico momento curvatura idealizado por AASHTO sección 4.9, el cual se encuentra integrado en el software.

**Tabla 4.4.3.2-1. Capacidad de momento idealizada para las pilas**

TABLE: Bridge Seismic Design 03 - Bent Column Idealized Moment Capacity									
DesReqName	BridgeObj	SpanName	Station	Column	Location	GenHinge	P	Mp2	Mp3
Text	Text	Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
QReq1	PUENTE	Span 1	29,75	1	Top	1502H1	-6107,056	41993,358	9222,162
QReq1	PUENTE	Span 1	29,75	1	Bottom	1502H1	-6321,615	42150,366	9272,796
QReq1	PUENTE	Span 2	60,05	1	Top	1504H1	-5419,547	41152,872	9096,859
QReq1	PUENTE	Span 2	60,05	1	Bottom	1504H1	-5696,941	41374,667	9160,766
QReq1	PUENTE	Span 3	90,35	1	Top	1506H1	-5540,430	41248,519	9124,399
QReq1	PUENTE	Span 3	90,35	1	Bottom	1506H1	-5849,999	41494,840	9161,925
QReq1	PUENTE	Span 4	120,65	1	Top	1508H1	-5539,616	41247,875	9124,213
QReq1	PUENTE	Span 4	120,65	1	Bottom	1508H1	-5849,689	41494,623	9161,853
QReq1	PUENTE	Span 5	150,95	1	Top	1510H1	-5423,561	41156,050	9097,769
QReq1	PUENTE	Span 5	150,95	1	Bottom	1510H1	-5702,872	41379,410	9162,137
QReq1	PUENTE	Span 6	181,25	1	Top	1512H1	-6100,871	41988,561	9220,714
QReq1	PUENTE	Span 6	181,25	1	Bottom	1512H1	-6318,457	42147,985	9272,045

Ingresando los distintos valores de fuerza axial demandada en cada una de las pilas, en la curva idealizada de momento curvatura (ver figura 4.4.3.2-1), se obtuvieron los valores de  $\Delta y_i$  para cada una de las pilas en la dirección longitudinal, (ver tabla 4.4.3.2-2), con lo cual fue posible calcular los valores para los miembros dúctiles, (ver tabla 4.4.3.2-3).

**Figura 4.4.3.2-1. Curva idealizada de momento curvatura para las fuerzas axiales idealizadas en las pilas**



**Tabla 4.4.3.2-2. Calculo de los desplazamientos plásticos para las fuerzas y momentos idealizados en las pilas, en la dirección longitudinal**

Valores de $\Delta y_i$ Long			
Pila	P Long. (KN)	Mp L (KN.m)	$\Delta y_i$ Long
1	-6321,615	9222,162	0,00436
2	-5696,941	9096,859	0,00435
3	-5849,999	9124,399	0,00435
4	-5849,689	9124,213	0,00435
5	-5702,872	9097,769	0,00435
6	-6318,457	9220,714	0,00436

Una vez que se obtuvieron los valores para el desplazamiento de fluencia idealizado fue posible realizar los cálculos correspondientes para determinar si se cumple con el requerimiento establecido por AASHTO, el cual se citó con anterioridad, de los resultados mostrados en la tabla 4.4.3.2-3 se puede observar que todas las pilas cumplen con el valor requerido para la demanda de ductilidad en los miembros individuales.

Del cumplimiento del requerimiento antes mencionado, se puede decir que los elementos dúctiles en este caso las pilas o apoyos intermedios del puente Paso Caballos presentan un comportamiento adecuado para resistir la demanda dúctil impuesta a las mismas.

**Tabla 4.4.3.2-3 Calculo de la relación de desplazamiento en el miembro dúctil,  $\mu_D \leq 5$**

Requerimientos del miembro ductil				
Pila	$\Delta_D$ Long.	$\Delta_{yi}$ Long	$\Delta_{pd}$ Long.	$\mu_D$ Long.
1	0,014	0,00436	0,009	3,109
2	0,017	0,00435	0,013	3,905
3	0,019	0,00435	0,015	4,338
4	0,019	0,00435	0,015	4,347
5	0,017	0,00435	0,013	3,937
6	0,014	0,00436	0,009	3,156

#### **4.4.3.3. Evaluación del efecto P- $\Delta$**

Para realizar esta evaluación se requirió de los resultados de los análisis Pushover. Para que los efectos puedan ser ignorados es necesario que los valores resultantes sean iguales o menores a 0.25.

P representa la fuerza axial demandada en el tope de la columna, el  $\Delta$  representa el desplazamiento máximo obtenido de los análisis Pushover para cada dirección correspondiente de análisis,  $M_p$  es el momento plástico idealizado, (ver tabla 4.4.3.3-2).

Los valores de P fueron tomados de la tabla de demandas de fuerzas en las pilas, la cual es parte de los resultados obtenidos del análisis desarrollado por el software CSI-Bridge, (ver tabla 4.4.3.3-1).

**Tabla 4.4.3.3-1. Demanda de fuerzas en los bent**

TABLE: Bridge Seismic Design 02 - Bent Column Force Demand											
DesReqName	BridgeObj	SpanName	Station	Column	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
QReq1	PUENTE	Span 1	29,75	1	Top	1487,835	7529,000	6251,363	3005,929	25286,313	4762,981
QReq1	PUENTE	Span 1	29,75	1	Bottom	1487,835	7529,000	6251,363	3005,929	38486,191	11290,954
QReq1	PUENTE	Span 2	60,05	1	Top	712,332	7170,145	5258,581	1397,822	22512,044	7748,025
QReq1	PUENTE	Span 2	60,05	1	Bottom	712,332	7170,145	5258,581	1397,822	36759,599	11978,274
QReq1	PUENTE	Span 3	90,35	1	Top	444,619	6196,156	6829,180	430,781	29111,100	7517,014
QReq1	PUENTE	Span 3	90,35	1	Bottom	444,619	6196,156	6829,180	430,781	49867,681	11502,550
QReq1	PUENTE	Span 4	120,65	1	Top	448,648	6188,839	6845,193	412,096	29176,854	7524,328
QReq1	PUENTE	Span 4	120,65	1	Bottom	448,648	6188,839	6845,193	412,096	50017,106	11503,680
QReq1	PUENTE	Span 5	150,95	1	Top	709,331	7134,205	5287,890	1397,415	22612,393	7778,952
QReq1	PUENTE	Span 5	150,95	1	Bottom	709,331	7134,205	5287,890	1397,415	37044,305	11983,958
QReq1	PUENTE	Span 6	181,25	1	Top	1490,767	7479,779	6265,424	3049,610	25326,168	4853,574
QReq1	PUENTE	Span 6	181,25	1	Bottom	1490,767	7479,779	6265,424	3049,610	38745,298	11319,407

A través de los resultados obtenidos se pudo determinar que la consideración de los efectos P- $\Delta$  puede ser ignorada.

**Tabla 4.4.3.3-2. Calculo de la relación para ignorar el efecto P- $\Delta$**

Pila	Pdl	$\Delta rT$	$\Delta rL$	MpT	MpL	$Pdl*\Delta rT/MpT$	$Pdl*\Delta rL/MpL$
1	1487,835	0,042	0,054	41993,358	9222,162	0,002	0,009
2	712,332	0,052	0,068	41152,872	9096,859	0,001	0,005
3	444,619	0,078	0,076	41248,519	9124,399	0,001	0,004
4	448,648	0,078	0,076	41247,875	9124,213	0,001	0,004
5	709,331	0,052	0,069	41156,050	9097,769	0,001	0,005
6	1490,767	0,043	0,055	41988,561	9220,714	0,002	0,009

#### **4.4.3.4. Propiedades agrietadas de las pilas**

Una propiedad muy importante a considerar en un análisis no lineal son los agrietamientos en los elementos de concreto, cuando se aplican cargas que generaran flexión en el elemento es necesario tener en cuenta los factores de modificación de los momentos de inercia alrededor de ambos ejes.

Estos factores de modificación pueden ser tomados con base a lo establecido en la normativa ACI-318-14 para los elementos de concreto bajo la utilización de análisis no lineales o estos pueden ser calculados, (ver tabla 4.4.3.4-1).

**Tabla 4.4.3.4-1 Propiedades de la sección agrietada**

TABLE: Bridge Seismic Design 04 - Bent Column Cracked Properties																			
DesReqName	BridgeObj	SpanName	Station	Column	FModifier	I22Mod	I33Mod	I22Top	I33Top	I22Bot	I33Bot	Ic22PosTop	Ic22NegTop	Ic33PosTop	Ic33NegTop	Ic22PosBot	Ic22NegBot	Ic33PosBot	Ic33NegBot
Text	Text	Text	m	Text	Text	Unitless	Unitless	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4	m4
QReq1	PUENTE	Span 1	29,75	1	<QReq1>NFM_BT1C1	0,299	0,312	5,706	0,295	5,706	0,295	1,698	1,698	0,092	0,092	1,709	1,709	0,092	0,092
QReq1	PUENTE	Span 2	60,05	1	<QReq1>NFM_BT2C1	0,294	0,311	5,706	0,295	5,706	0,295	1,663	1,663	0,092	0,092	1,677	1,677	0,092	0,092
QReq1	PUENTE	Span 3	90,35	1	<QReq1>NFM_BT3C1	0,295	0,311	5,706	0,295	5,706	0,295	1,669	1,669	0,092	0,092	1,685	1,685	0,092	0,092
QReq1	PUENTE	Span 4	120,65	1	<QReq1>NFM_BT4C1	0,295	0,311	5,706	0,295	5,706	0,295	1,669	1,669	0,092	0,092	1,685	1,685	0,092	0,092
QReq1	PUENTE	Span 5	150,95	1	<QReq1>NFM_BT5C1	0,294	0,311	5,706	0,295	5,706	0,295	1,663	1,663	0,092	0,092	1,677	1,677	0,092	0,092
QReq1	PUENTE	Span 6	181,25	1	<QReq1>NFM_BT6C1	0,299	0,312	5,706	0,295	5,706	0,295	1,698	1,698	0,092	0,092	1,709	1,709	0,092	0,092

#### **4.4.3.5. Fuerzas laterales aplicadas y desplazamientos generados**

Como se ha explicado con anterioridad el análisis estático Pushover consiste en la aplicación de cargas laterales que incrementan monotónicamente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o el colapso de la estructura. Estas fuerzas laterales son representadas por el cortante en la base.

En las tablas 4.4.3.5-1 a 4.4.3.5-12 se pueden observar la aplicación de estas cargas y los desplazamientos en cada una de las pilas a medida que se incrementaban las fuerzas. También pueden observarse que cantidad de rotulas se formaron y el rango en el que se encuentran.

Siendo el rango de A hasta B, el tramo en que el elemento se encuentra dentro de un rango elástico, en el punto B el elemento ha alcanzado la fluencia. Del rango B a C el elemento se encuentra dentro de los niveles de desempeño, de C a D ha ocurrido una pérdida repentina en la resistencia del elemento de D a E el elemento presenta una resistencia residual, el punto E representa la falla total.

Posteriormente pueden observarse el nivel de desempeño en que se encuentran dichas rotulas, siendo A-IO, del punto inicial al nivel de desempeño de ocupación inmediata, IO-LS de ocupación inmediata a seguridad de vida, LS-CP de seguridad de vida a prevención de colapso y finalmente más allá de CP es referido al estado de colapso del elemento.

El número total de rotulas generadas presentadas en las tablas 4.4.3.5-1 a 4.4.3.5-12 se refiere al número total de rotulas asignadas, en este caso se asignaron dos rotulas por cada pila por tanto el número total será doce, pero a como se puede observar en cada una de las siguientes tablas, solo las rotulas que se encuentran en la base de los elementos salen del rango elástico.

De la tabla 4.4.3.5-1 se puede observar que para la dirección longitudinal de la pila uno la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 16, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 30 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-1 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila uno**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	1	210,612	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	2	421,223	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	3	631,835	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	4	842,446	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	5	1053,058	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	6	1263,670	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	7	1474,281	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	8	1684,893	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	9	1895,504	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	10	2106,116	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	11	2316,727	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	12	2527,339	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	13	2737,951	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	14	2948,562	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	15	3159,174	0,016	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	16	3277,924	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	17	3283,297	0,018	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	18	3288,612	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	19	3293,924	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	20	3299,235	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	21	3304,547	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	22	3309,858	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	23	3315,170	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	24	3320,482	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	25	3325,794	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	26	3331,106	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	27	3336,418	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	28	3341,393	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	29	3346,781	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	30	3352,078	0,032	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	31	3357,395	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	32	3362,707	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	33	3368,021	0,035	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	34	3373,335	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	35	3378,648	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	36	3383,962	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	37	3389,276	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	38	3394,590	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	39	3399,904	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	40	3405,217	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	41	3410,531	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	42	3415,846	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	43	3421,160	0,046	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	44	3426,474	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	45	3431,788	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	46	3437,102	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	47	3442,417	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	48	3447,731	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	49	3453,046	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	50	3458,360	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	51	3461,172	0,054	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

En la tabla 4.4.3.5-2 para la dirección transversal de la pila uno la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 16, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 34 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-2 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila uno**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	1	912,112	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	2	1824,224	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	3	2736,335	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	4	3648,447	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	5	4560,559	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	6	5472,671	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	7	6384,783	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	8	7296,895	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	9	8209,006	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	10	9121,118	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	11	10033,230	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	12	10945,342	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	13	11857,454	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	14	12769,566	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	15	13681,677	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	16	14041,957	0,013	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	17	14058,760	0,014	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	18	14076,206	0,015	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	19	14093,538	0,016	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	20	14110,890	0,016	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	21	14128,239	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	22	14145,588	0,018	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	23	14162,937	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	24	14180,287	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	25	14197,636	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	26	14214,986	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	27	14232,335	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	28	14249,684	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	29	14267,034	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	30	14284,383	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	31	14301,733	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	32	14319,082	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	33	14336,432	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	34	14353,781	0,028	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	35	14371,131	0,029	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	36	14388,481	0,030	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	37	14405,830	0,031	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	38	14423,180	0,032	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	39	14440,530	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	40	14457,879	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	41	14475,229	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	42	14492,579	0,035	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	43	14509,929	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	44	14527,278	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	45	14544,628	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	46	14561,978	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	47	14579,328	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	48	14596,678	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	49	14614,028	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	50	14631,378	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	51	14643,648	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

De la tabla 4.4.3.5-3 en la dirección longitudinal de la pila dos la rótula generada en la base de la misma, alcanzo la fluencia al paso 18, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 32 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-3 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila dos**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	1	155,981	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	2	311,962	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	3	467,943	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	4	623,924	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	5	779,905	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	6	935,886	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	7	1091,866	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	8	1247,847	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	9	1403,828	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	10	1559,809	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	11	1715,790	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	12	1871,771	0,016	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	13	2027,752	0,018	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	14	2183,733	0,019	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	15	2339,714	0,020	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	16	2495,695	0,022	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	17	2651,676	0,023	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	18	2704,228	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	19	2708,819	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	20	2713,373	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	21	2717,925	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	22	2722,478	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	23	2726,794	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	24	2731,395	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	25	2735,939	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	26	2740,494	0,034	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	27	2744,991	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	28	2749,093	0,037	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	29	2753,009	0,038	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	30	2756,949	0,040	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	31	2760,916	0,041	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	32	2764,906	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	33	2768,913	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	34	2772,936	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	35	2776,971	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	36	2781,016	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	37	2785,070	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	38	2788,832	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	39	2792,972	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	40	2797,033	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	41	2801,117	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	42	2805,202	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	43	2809,291	0,057	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	44	2813,383	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	45	2817,478	0,060	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	46	2821,576	0,062	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	47	2825,676	0,063	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	48	2829,779	0,064	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	49	2833,883	0,066	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	50	2837,989	0,067	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	51	2840,784	0,068	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

En la tabla 4.4.3.5-4 para la dirección transversal de la pila dos la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 15, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 33 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-4 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila dos**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	1	761,616	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	2	1523,233	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	3	2284,849	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	4	3046,465	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	5	3808,082	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	6	4569,698	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	7	5331,314	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	8	6092,931	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	9	6854,547	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	10	7616,163	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	11	8377,780	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	12	9139,396	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	13	9901,012	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	14	10662,629	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	15	11424,245	0,015	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	16	11441,075	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	17	11457,904	0,018	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	18	11474,733	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	19	11491,563	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	20	11508,392	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	21	11525,221	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	22	11542,051	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	23	11558,880	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	24	11575,710	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	25	11592,539	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	26	11607,782	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	27	11622,211	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	28	11636,768	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	29	11651,304	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	30	11665,844	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	31	11680,384	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	32	11694,924	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	33	11709,463	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	34	11724,003	0,035	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	35	11738,543	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	36	11753,082	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	37	11767,622	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	38	11782,162	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	39	11796,702	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	40	11811,241	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	41	11825,781	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	42	11840,321	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	43	11854,861	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	44	11869,401	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	45	11883,941	0,046	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	46	11898,481	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	47	11913,021	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	48	11927,561	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	49	11942,101	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	50	11956,641	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

De la tabla 4.4.3.5-5 para la dirección longitudinal de la pila tres la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 18, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 31 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-5 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila tres**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	1	136,648	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	2	273,295	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	3	409,943	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	4	546,591	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	5	683,238	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	6	819,886	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	7	956,534	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	8	1093,181	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	9	1229,829	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	10	1366,477	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	11	1503,124	0,017	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	12	1639,772	0,018	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	13	1776,420	0,020	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	14	1913,067	0,021	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	15	2049,715	0,023	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	16	2186,363	0,024	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	17	2323,010	0,026	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	18	2459,658	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	19	2464,790	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	20	2469,922	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	21	2475,054	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	22	2480,186	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	23	2485,318	0,035	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	24	2490,450	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	25	2495,581	0,038	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	26	2500,713	0,039	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	27	2505,845	0,041	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	28	2510,977	0,042	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	29	2516,109	0,044	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	30	2521,241	0,045	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	31	2526,373	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	32	2531,505	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	33	2536,637	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	34	2541,022	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	35	2545,258	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	36	2549,525	0,054	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	37	2553,785	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	38	2558,047	0,057	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	39	2562,309	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	40	2566,534	0,060	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	41	2570,357	0,062	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	42	2573,988	0,063	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	43	2577,625	0,065	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	44	2581,279	0,066	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	45	2584,946	0,068	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	46	2588,628	0,069	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	47	2592,321	0,071	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	48	2596,025	0,072	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	49	2599,739	0,074	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	50	2603,463	0,076	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

En la tabla 4.4.3.5-6 para la dirección transversal de la pila tres la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 11, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 34, al paso 48 al nivel de seguridad de vida, finalizando en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-6 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila tres**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	1	969,205	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	2	1938,411	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	3	2907,616	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	4	3876,821	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	5	4846,027	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	6	5815,232	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	7	6784,437	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	8	7753,643	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	9	8722,848	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	10	9692,053	0,016	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	11	10566,487	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	12	10584,504	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	13	10603,104	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	14	10621,608	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	15	10640,128	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	16	10658,646	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	17	10677,164	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	18	10695,682	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	19	10714,200	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	20	10732,718	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	21	10751,236	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	22	10769,754	0,034	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	23	10788,272	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	24	10806,790	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	25	10825,309	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	26	10843,827	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	27	10862,345	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	28	10880,864	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	29	10899,382	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	30	10917,901	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	31	10936,419	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	32	10954,938	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	33	10973,457	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	34	10991,975	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	35	11010,494	0,054	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	36	11029,013	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	37	11047,532	0,058	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	38	11066,050	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	39	11084,569	0,061	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	40	11103,088	0,062	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	41	11121,607	0,064	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	42	11140,126	0,065	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	43	11158,645	0,067	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	44	11177,164	0,069	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	45	11195,684	0,070	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	46	11214,203	0,072	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	47	11232,722	0,073	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	48	11251,241	0,075	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	49	11269,760	0,076	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	50	11288,280	0,078	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	51	11290,366	0,078	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12

En la tabla 4.4.3.5-7 para la dirección longitudinal de la pila cuatro la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 18, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 31 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-7 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila cuatro**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	1	136,424	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	2	272,847	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	3	409,271	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	4	545,695	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	5	682,118	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	6	818,542	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	7	954,966	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	8	1091,389	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	9	1227,813	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	10	1364,237	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	11	1500,660	0,017	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	12	1637,084	0,018	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	13	1773,508	0,020	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	14	1909,931	0,021	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	15	2046,355	0,023	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	16	2182,779	0,024	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	17	2319,202	0,026	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	18	2455,626	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	19	2460,767	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	20	2465,908	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	21	2471,049	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	22	2476,189	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	23	2481,330	0,035	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	24	2486,471	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	25	2491,612	0,038	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	26	2496,753	0,039	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	27	2500,895	0,041	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	28	2505,177	0,042	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	29	2509,430	0,044	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	30	2513,690	0,045	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	31	2517,948	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	32	2522,206	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	33	2526,465	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	34	2530,723	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	35	2534,982	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	36	2539,241	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	37	2543,499	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	38	2547,758	0,058	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	39	2552,017	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	40	2556,275	0,061	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	41	2560,400	0,062	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	42	2564,237	0,064	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	43	2567,865	0,065	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	44	2571,499	0,067	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	45	2575,147	0,068	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	46	2578,810	0,070	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	47	2582,486	0,071	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	48	2586,174	0,073	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	49	2589,872	0,074	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	50	2593,581	0,076	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

En la tabla 4.4.3.5-8 para la dirección transversal de la pila cuatro la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 11, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 24, al paso 48 al nivel de seguridad de vida, finalizando en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-8 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila cuatro**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement																
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges	
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	1	971,164	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	2	1942,328	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	3	2913,492	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	4	3884,656	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	5	4855,820	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	6	5826,983	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	7	6798,147	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	8	7769,311	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	9	8740,475	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	10	9711,639	0,016	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	11	10552,808	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	12	10570,864	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	13	10589,503	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	14	10608,047	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	15	10626,606	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	16	10645,163	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	17	10663,721	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	18	10682,278	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	19	10700,835	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	20	10719,393	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	21	10737,950	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	22	10756,508	0,034	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	23	10775,065	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	24	10793,623	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	25	10812,181	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	26	10830,738	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	27	10849,296	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	28	10867,854	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	29	10886,412	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	30	10904,970	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	31	10923,528	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	32	10942,086	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	33	10960,644	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	34	10979,202	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	35	10997,760	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	36	11016,318	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	37	11034,876	0,058	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	38	11053,435	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	39	11071,993	0,061	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	40	11090,551	0,063	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	41	11109,110	0,064	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	42	11127,668	0,066	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	43	11146,227	0,067	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	44	11164,785	0,069	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	45	11183,344	0,070	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	46	11201,902	0,072	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	47	11220,461	0,074	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	48	11239,019	0,075	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	49	11257,578	0,077	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	50	11276,137	0,078	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12	
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	51	11278,999	0,078	11	1	0	0	0	11	0	1	0	12	

En la tabla 4.4.3.5-9 para la dirección longitudinal de la pila cinco la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 17, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 31 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-9 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila cinco**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	1	154,949	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	2	309,899	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	3	464,848	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	4	619,797	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	5	774,746	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	6	929,696	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	7	1084,645	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	8	1239,594	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	9	1394,543	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	10	1549,493	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	11	1704,442	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	12	1859,391	0,017	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	13	2014,340	0,018	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	14	2169,290	0,019	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	15	2324,239	0,021	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	16	2479,188	0,022	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	17	2631,918	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	18	2636,497	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	19	2641,039	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	20	2645,579	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	21	2650,119	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	22	2654,659	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	23	2658,965	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	24	2663,554	0,033	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	25	2668,085	0,034	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	26	2672,628	0,036	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	27	2677,167	0,037	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	28	2681,567	0,038	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	29	2685,668	0,040	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	30	2689,564	0,041	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	31	2693,479	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	32	2697,419	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	33	2701,381	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	34	2705,360	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	35	2709,355	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	36	2713,362	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	37	2717,380	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	38	2721,408	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	39	2725,444	0,054	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	40	2729,487	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	41	2733,241	0,056	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	42	2737,366	0,058	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	43	2741,413	0,059	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	44	2745,483	0,060	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	45	2749,553	0,062	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	46	2753,627	0,063	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	47	2757,704	0,065	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	48	2761,784	0,066	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	49	2765,866	0,067	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	50	2769,951	0,069	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	51	2770,023	0,069	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

De la tabla 4.4.3.5-10 se observa que, para la dirección transversal de la pila cinco la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 15, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 32 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-10 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila cinco**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	1	764,574	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	2	1529,148	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	3	2293,722	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	4	3058,296	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	5	3822,870	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	6	4587,444	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	7	5352,018	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	8	6116,592	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	9	6881,166	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	10	7645,740	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	11	8410,314	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	12	9174,888	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	13	9939,462	0,014	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	14	10704,036	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	15	11389,469	0,016	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	16	11403,691	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	17	11418,348	0,018	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	18	11432,936	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	19	11447,534	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	20	11462,131	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	21	11476,728	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	22	11491,326	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	23	11505,923	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	24	11520,520	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	25	11535,117	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	26	11549,715	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	27	11564,312	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	28	11578,909	0,029	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	29	11593,507	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	30	11608,104	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	31	11622,701	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	32	11637,299	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	33	11651,896	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	34	11666,494	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	35	11681,091	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	36	11695,689	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	37	11710,286	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	38	11724,884	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	39	11739,481	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	40	11754,079	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	41	11768,677	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	42	11783,274	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	43	11797,872	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	44	11812,470	0,046	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	45	11827,067	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	46	11841,665	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	47	11856,263	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	48	11870,861	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	49	11885,458	0,051	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	50	11900,056	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	51	11901,797	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

En la tabla 4.4.3.5-11 se observa que, para la dirección longitudinal de la pila seis la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 16, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 30 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-11 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección longitudinal en la pila seis**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	1	208,015	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	2	416,031	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	3	624,046	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	4	832,061	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	5	1040,076	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	6	1248,092	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	7	1456,107	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	8	1664,122	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	9	1872,138	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	10	2080,153	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	11	2288,168	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	12	2496,184	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	13	2704,199	0,015	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	14	2912,214	0,016	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	15	3120,229	0,017	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	16	3268,837	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	17	3274,181	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	18	3279,467	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	19	3284,750	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	20	3290,032	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	21	3295,315	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	22	3300,597	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	23	3305,880	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	24	3311,163	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	25	3316,446	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	26	3321,728	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	27	3327,011	0,030	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	28	3331,960	0,031	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	29	3337,318	0,032	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	30	3342,586	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	31	3347,874	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	32	3353,158	0,035	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	33	3358,442	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	34	3363,727	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	35	3369,011	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	36	3374,296	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	37	3379,581	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	38	3384,866	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	39	3390,151	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	40	3395,435	0,044	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	41	3400,720	0,045	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	42	3406,005	0,046	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	43	3411,291	0,047	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	44	3416,576	0,048	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	45	3421,861	0,049	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	46	3427,146	0,050	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	47	3432,432	0,052	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	48	3437,717	0,053	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	49	3443,002	0,054	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	50	3448,288	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	51	3450,118	0,055	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

De la tabla 4.4.3.5-12 se observa que, para la dirección transversal de la pila seis la rótula generada en la base de la misma alcanza la fluencia al paso 16, ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata al paso 34 y al último paso finalizo en el mismo nivel de desempeño, los valores de las fuerzas aplicadas y los desplazamientos generados se observan en la tabla.

**Tabla 4.4.3.5-12 Aplicación de las cargas monotónicas en dirección transversal en la pila seis**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement															
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	BeyondCP	TotalHinges
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	0	0,000	0,000	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	1	912,034	0,001	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	2	1824,068	0,002	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	3	2736,102	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	4	3648,136	0,003	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	5	4560,170	0,004	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	6	5472,204	0,005	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	7	6384,238	0,006	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	8	7296,272	0,007	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	9	8208,306	0,008	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	10	9120,340	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	11	10032,374	0,009	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	12	10944,408	0,010	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	13	11856,442	0,011	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	14	12768,476	0,012	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	15	13680,510	0,013	12	0	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	16	13908,206	0,013	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	17	13924,999	0,014	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	18	13942,432	0,015	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	19	13959,752	0,016	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	20	13977,093	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	21	13994,430	0,017	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	22	14011,767	0,018	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	23	14029,104	0,019	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	24	14046,442	0,020	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	25	14063,779	0,021	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	26	14081,117	0,022	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	27	14098,454	0,023	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	28	14115,792	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	29	14133,129	0,024	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	30	14150,467	0,025	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	31	14167,804	0,026	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	32	14185,142	0,027	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	33	14202,480	0,028	11	1	0	0	0	12	0	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	34	14219,817	0,029	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	35	14237,155	0,030	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	36	14254,493	0,030	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	37	14271,830	0,031	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	38	14289,168	0,032	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	39	14306,506	0,033	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	40	14323,844	0,034	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	41	14341,181	0,035	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	42	14358,519	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	43	14375,857	0,036	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	44	14393,195	0,037	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	45	14410,533	0,038	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	46	14427,871	0,039	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	47	14445,209	0,040	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	48	14462,547	0,041	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	49	14479,885	0,042	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	50	14497,223	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	51	14510,356	0,043	11	1	0	0	0	11	1	0	0	12

### 4.4.3.6. Rotulas generadas y estado final de las mismas

Tabla 4.4.3.6-1 Estado final de las rotulas en las pilas

TABLE: Frame Hinge States

Frame	OutputCase	Case Type	StepType	AssignHinge	GenHinge	ReIDist	AbsDist	P	V2	V3	T	M2	M3	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	RIPlastic	RZPlastic	RPPlastic	HingeState	HingeStatus	
	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m	Radians	Radians	Radians	Text	Text	
1502	<OReqI>PO_TR1	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1502H1	0.05	0.15015	-6305,782	0	0	0	-41771,599	34,312	0	0	0	0	-0.01006	0.00213	0.00000	B to C	IO to LS
1502	<OReqI>PO_TR1	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1502H2	0.95	2,85287	-6152,827	0	0	0	-13120,045	-410,256	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1502	<OReqI>PO_LG1	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1502H1	0.05	0.15015	-6805,825	0	0	0	0.192	9907,557	0	0	0	0	0.00128	0.01266	0.00000	B to C	IO to LS
1502	<OReqI>PO_LG1	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1502H2	0.95	2,85287	-6181,244	0	0	0	0.131	2733,876	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1504	<OReqI>PO_TR2	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1504H1	0.05	0.1813	-5678,817	0	0	0	-41188,628	-101,879	0	0	0	0	-0.01028	-0.00218	0.00000	B to C	IO to LS
1504	<OReqI>PO_TR2	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1504H2	0.95	3,44472	-5446,716	0	0	0	-10664,607	136,883	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1504	<OReqI>PO_LG2	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1504H1	0.05	0.1813	-5678,905	0	0	0	-0.229	9684,242	0	0	0	0	-0.00035	0.01245	0.00000	B to C	IO to LS
1504	<OReqI>PO_LG2	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1504H2	0.95	3,44472	-5486,932	0	0	0	-0.150	2737,248	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1506	<OReqI>PO_TR3	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1506H1	0.05	0.19725	-5830,163	0	0	0	-42315,446	-12,883	0	0	0	0	-0.01595	-0.00338	0.00000	B to C	LS to CP
1506	<OReqI>PO_TR3	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1506H2	0.95	3,74777	-5602,344	0	0	0	-10322,725	-3,901	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1506	<OReqI>PO_LG3	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1506H1	0.05	0.19725	-5829,949	0	0	0	-1,376	9744,024	0	0	0	0	-0.00086	0.01242	0.00000	B to C	IO to LS
1506	<OReqI>PO_LG3	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1506H2	0.95	3,74777	-5577,916	0	0	0	-0.935	2338,013	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1508	<OReqI>PO_TR4	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1508H1	0.05	0.1975	-5829,766	0	0	0	-42327,162	13,368	0	0	0	0	-0.01602	0.00340	0.00000	B to C	LS to CP
1508	<OReqI>PO_TR4	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1508H2	0.95	3,75252	-5601,728	0	0	0	-10314,248	3,461	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1508	<OReqI>PO_LG4	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1508H1	0.05	0.1975	-5829,612	0	0	0	-2,563	9745,556	0	0	0	0	-0.00090	0.01242	0.00000	B to C	IO to LS
1508	<OReqI>PO_LG4	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1508H2	0.95	3,75252	-5591,473	0	0	0	-0.964	2359,746	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1510	<OReqI>PO_TR5	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1510H1	0.05	0.18225	-5684,526	0	0	0	-41217,127	100,956	0	0	0	0	-0.01041	0.00221	0.00000	B to C	IO to LS
1510	<OReqI>PO_TR5	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1510H2	0.95	3,46277	-5463,133	0	0	0	-10711,387	-133,092	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1510	<OReqI>PO_LG5	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1510H1	0.05	0.18225	-5684,886	0	0	0	-3,737	9693,572	0	0	0	0	-0.00042	0.01262	0.00000	B to C	IO to LS
1510	<OReqI>PO_LG5	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1510H2	0.95	3,46277	-5492,442	0	0	0	-8,382	2406,598	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1512	<OReqI>PO_TR6	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1512H1	0.05	0.15165	-6303,315	0	0	0	-41791,604	-35,735	0	0	0	0	-0.01020	-0.00216	0.00000	B to C	IO to LS
1512	<OReqI>PO_TR6	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1512H2	0.95	2,88137	-6147,911	0	0	0	-12990,824	411,080	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO
1512	<OReqI>PO_LG6	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1512H1	0.05	0.15165	-6302,887	0	0	0	19,054	9904,888	0	0	0	0	0.00128	0.01267	0.00000	B to C	IO to LS
1512	<OReqI>PO_LG6	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1512H2	0.95	2,88137	-6175,3	0	0	0	21,400	3546,458	0	0	0	0	0.00000	0.00000	0.00000	A to B	A to IO

De la tabla 4.4.3.6-1 se observa el estado final de cada rotula plástica generada en cada una de las pilas, en la dirección correspondiente de análisis. Estos estados fueron obtenidos una vez que la fuerza lateral máxima para cada elemento fue aplicada.

Las rotulas asignadas a cada extremo de las pilas fueron colocadas a una distancia relativa del 5% de la longitud del elemento para la base de la pila y a 95% para el tope o parte superior de la misma, el programa ha calculado el valor numérico para cada longitud para la ubicación de cada rotula, las cuales pueden apreciarse en la tabla 4.4.3.6-1, nombradas como distancia absoluta.

La evaluación de las rotulas fue realizada con los criterios de aceptación calculados para la curva de momento rotación mostrada en la figura 4.4.1.2-4. Siendo 0,005 radianes el límite para ingresar al nivel de ocupación inmediata, 0,015 radianes el límite para ingresar al nivel de seguridad de vida y 0,02 el límite para ingresar al nivel de desempeño de prevención de colapso.

De la tabla 4.4.3.6-1 puede observarse para la pila uno en la dirección transversal que la rótula 1502H1 ubicada en la base de la pila con la aplicación de la demanda máxima en esta dirección, ha alcanzado una rotación plástica de -0.01006 radianes, con la cual se encuentra en el rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

Para la dirección longitudinal de la pila uno la rótula 1502H1, alcanzo una rotación plástica máxima de 0,01266 radianes, encontrándose en el rango de ocupación inmediata a seguridad de vida, es decir que la rótula ingreso al nivel de desempeño de ocupación inmediata pero no llego al valor de rotación plástica requerido para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

En la pila dos en dirección transversal la rótula 1504H1, obtuvo una rotación plástica de -0,01028 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida, para la misma pila en la dirección longitudinal la rotación plástica en la rótula 1504H1, fue de 0,01245 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

Para la pila tres en la dirección transversal la rótula 1506H1 tuvo una rotación plástica de -0,01595 radianes, encontrándose así en el rango de seguridad de vida a prevención de colapso, para la dirección longitudinal la rótula 1506H1 alcanzo una rotación plástica de 0,01242 radianes, ingresando así al rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

En la pila cuatro en la dirección transversal la rótula 1508H1 obtuvo una rotación plástica de -0,01602 radianes, estando así dentro del rango de seguridad de vida a prevención de colapso, para la dirección longitudinal la rótula 1508H1 tuvo una rotación plástica de 0,01242 radianes encontrándose en el rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

Para la pila cinco en dirección transversal la rótula 1510H1, obtuvo una rotación plástica de -0,01041 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida, para la misma pila en la dirección longitudinal la rotación plástica en la rótula 1510H1, fue de 0,01262 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

En la pila seis en dirección transversal la rótula 1512H1, obtuvo una rotación plástica de -0,01020 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida, para la misma pila en la dirección longitudinal la rotación plástica en la rótula 1512H1, fue de 0,01267 radianes encontrándose en un rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

**Tabla 4.4.3.6-2 Estado final de rotulas generadas al cortante basal máximo**

TABLE: Pushover Results - Force Displacement														
PONamedSet	OutputCase	StepType	StepNum	BaseForce	Displ	AtoB	BtoC	AtoIO	IOtoLS	LStoCP	TotalHinges	R2Plastic	R3Plastic	HingeStatus
Text	Text	Text	Unitless	KN	m	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Radians	Radians	Text
QReq1_PO_LG1	<QReq1>PO_LG1	Step	51	3461,172	0,054	11	1	11	1	0	12	0,00128	0,01266	IO to LS
QReq1_PO_LG2	<QReq1>PO_LG2	Step	51	2840,784	0,068	11	1	11	1	0	12	-0,00035	0,01245	IO to LS
QReq1_PO_LG3	<QReq1>PO_LG3	Step	50	2603,463	0,076	11	1	11	1	0	12	-0,00086	0,01242	IO to LS
QReq1_PO_LG4	<QReq1>PO_LG4	Step	50	2593,581	0,076	11	1	11	1	0	12	-0,00090	0,01242	IO to LS
QReq1_PO_LG5	<QReq1>PO_LG5	Step	51	2770,023	0,069	11	1	11	1	0	12	-0,00042	0,01262	IO to LS
QReq1_PO_LG6	<QReq1>PO_LG6	Step	51	3450,118	0,055	11	1	11	1	0	12	0,00128	0,01267	IO to LS
QReq1_PO_TR1	<QReq1>PO_TR1	Step	51	14643,648	0,042	11	1	11	1	0	12	-0,01006	0,00213	IO to LS
QReq1_PO_TR2	<QReq1>PO_TR2	Step	50	11956,641	0,052	11	1	11	1	0	12	-0,01028	-0,00218	IO to LS
QReq1_PO_TR3	<QReq1>PO_TR3	Step	51	11290,366	0,078	11	1	11	0	1	12	-0,01595	-0,00338	LS to CP
QReq1_PO_TR4	<QReq1>PO_TR4	Step	51	11278,999	0,078	11	1	11	0	1	12	-0,01602	0,00340	LS to CP
QReq1_PO_TR5	<QReq1>PO_TR5	Step	51	11901,797	0,052	11	1	11	1	0	12	-0,01041	0,00221	IO to LS
QReq1_PO_TR6	<QReq1>PO_TR6	Step	51	14510,356	0,043	11	1	11	1	0	12	-0,01020	-0,00216	IO to LS

En la tabla 4.4.3.6-2 se muestran los resultados de rotaciones plásticas finales para cada pila en cada dirección de análisis, para la aplicación del cortante basal máximo.

#### **4.4.3.7. Evaluación del nivel de desempeño del puente**

Una vez que la demanda emitida por el sismo de diseño ha sido calculada para cada dirección de análisis en cada uno de los elementos, fue posible obtener la curva de capacidad, o mayormente conocida como curva Pushover. La curva Pushover en un diagrama global en donde se representa el comportamiento que tuvo el elemento ante cada incremento de fuerza.

Dicha curva representa el comportamiento fuerza-desplazamiento de cada elemento dúctil resistente a la demanda sísmica, la curva se forma con una serie de valores de fuerzas laterales aplicadas y desplazamientos obtenidos, en ella es posible identificar los diferentes niveles de desempeño en que incurrió el elemento a una fuerza específica.

De los resultados obtenidos del estado final de las rotulas formadas en cada uno de los elementos, fue posible determinar que de las seis pilas que conforman la subestructura del puente solo dos de ellas ingresaron al rango de ocupación inmediata a seguridad de vida, estas fueron las pilas tres y cuatro, ambas en la dirección transversal, por tanto se hizo la presentación de las curvas Pushover únicamente para estos dos elementos.

En la figura 4.4.3.7-1, para la pila tres en la dirección transversal se muestra la curva Pushover realizada por el programa la cual es la curva de color verde, y la curva roja es la idealización de la curva Pushover realizada por FEMA-356 bajo la utilización del método de los coeficientes.

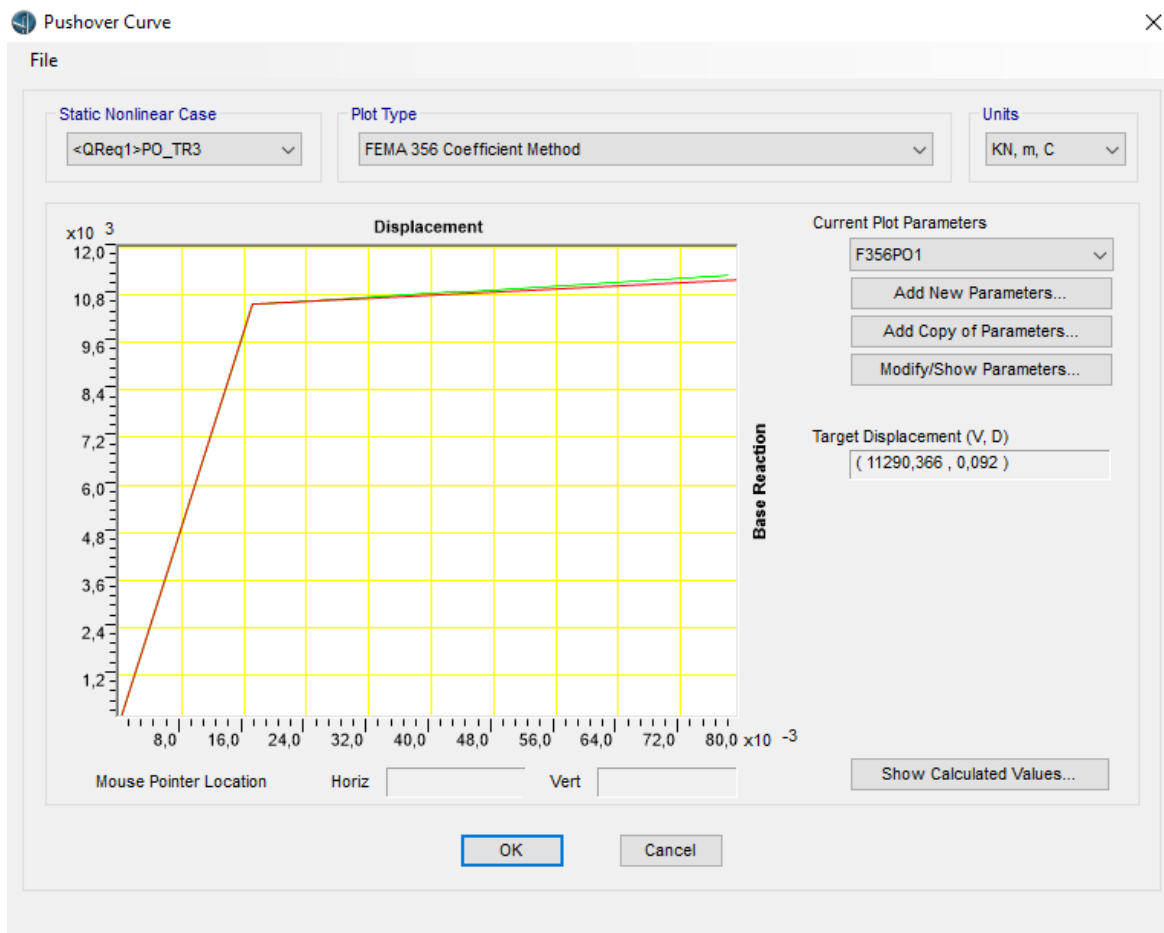
De la figura se observa una coincidencia notoria entre ambas curvas, por tanto los valores obtenidos del análisis del programa como los obtenidos por el

método de los coeficientes son consistentes, la demanda siempre será la misma para ambos análisis puesto que esta es obtenida del espectro de diseño, y el desplazamiento objetivo de ambas curvas es muy cercano.

La formación de la curva inicia con el tramo vertical que representa el comportamiento elástico del elemento hasta llegar al punto de fluencia, este tramo es el nombrado como A hasta B, posteriormente el tramo horizontal es donde ocurren las deformaciones plásticas en el mismo, el cual puede o no llegar al colapso.

El tramo final sería de C a D que es la pérdida repentina de la resistencia del elemento sin embargo en este caso el estado final de la rótula estuvo en el rango de ocupación inmediata a seguridad de vida.

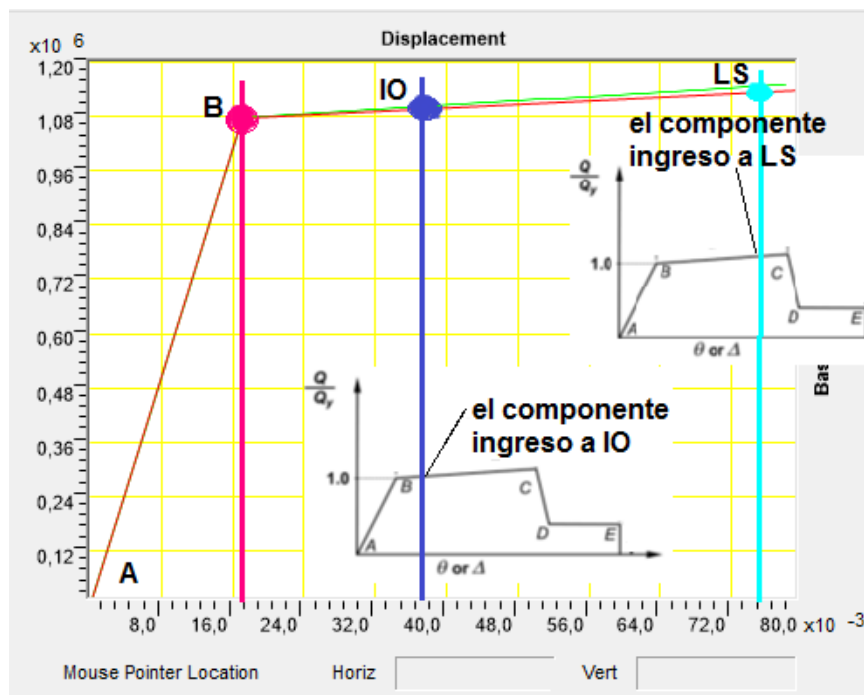
**Figura 4.4.3.7-1 Curva Pushover en la dirección transversal de la pila tres**



En la figura 4.4.3.7-2 han sido marcados los niveles de desempeño en que incurrió la pila tres en la dirección transversal, los niveles fueron identificados con el uso de la fuerza aplicada y el desplazamiento alcanzado con dicha fuerza, es decir a una fuerza determinada la rotación plástica generada llevo al elemento a cierto nivel de desempeño, y para esa misma fuerza existe un desplazamiento generado.

Lo anteriormente citado puede observarse en la tabla 4.4.3.5-6 para la pila tres en la dirección transversal, en donde se muestran la fuerza cortante basal aplicada, el desplazamiento y la rótula generada, y el rango en que se encuentra.

**Figura 4.4.3.7-2 Ubicación de los niveles de desempeño para la pila tres en la dirección transversal**



En la figura 4.4.3.7-3 se pueden observar la curva Pushover generada por el programa y la curva Pushover idealizada generada bajo el método de los coeficientes según FEMA-356 para la rótula cuatro en la dirección transversal.

En la figura 4.4.3.7-4 han sido marcados los niveles de desempeño en que incurrió la pila cuatro en la dirección transversal, siendo el punto A el origen de la curva, el punto B cuando el elemento alcanzó la fluencia, en el punto IO el elemento tuvo una rotación plástica que lo introdujo en el nivel de desempeño de ocupación inmediata y el punto LS cuando el elemento tuvo la rotación plástica suficiente para ingresar al nivel de desempeño de seguridad de vida.

Los niveles de desempeño fueron marcados en la curva Pushover con el objetivo de facilitar el entendimiento de la curva de capacidad, es importante señalar que el programa únicamente realiza el trazado de las curvas a sus respectivos valores de fuerza y desplazamiento.

**Figura 4.4.3.7-3 curva Pushover en dirección transversal de la pila cuatro**

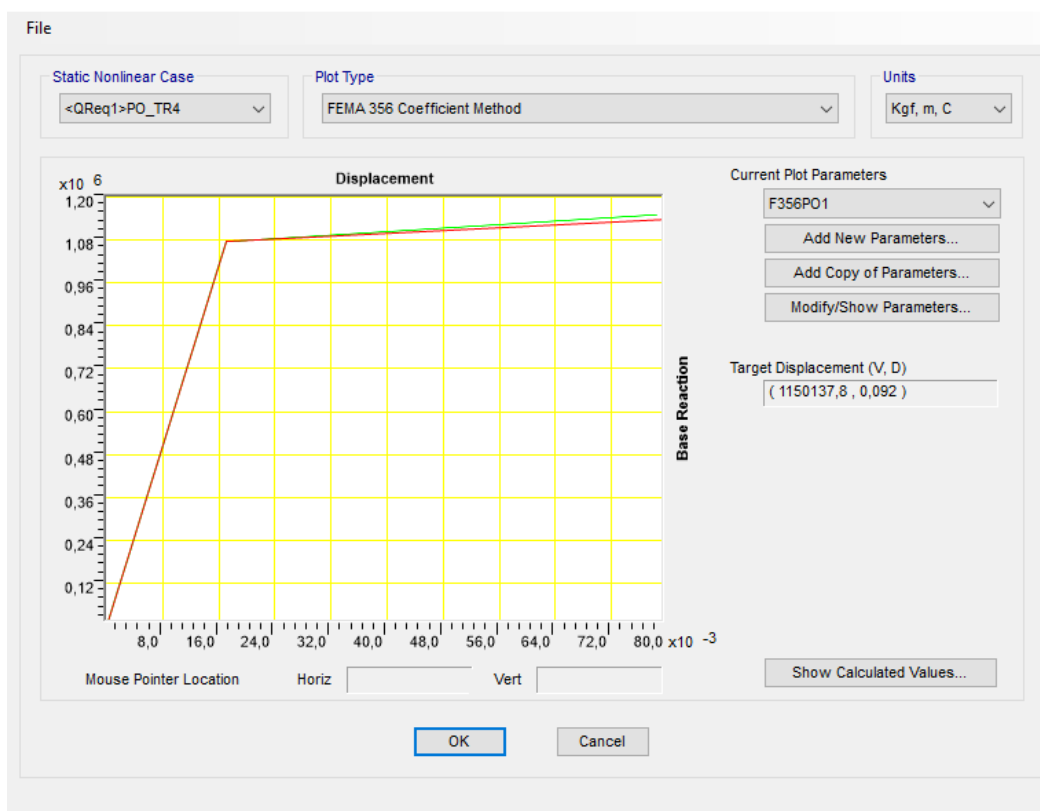
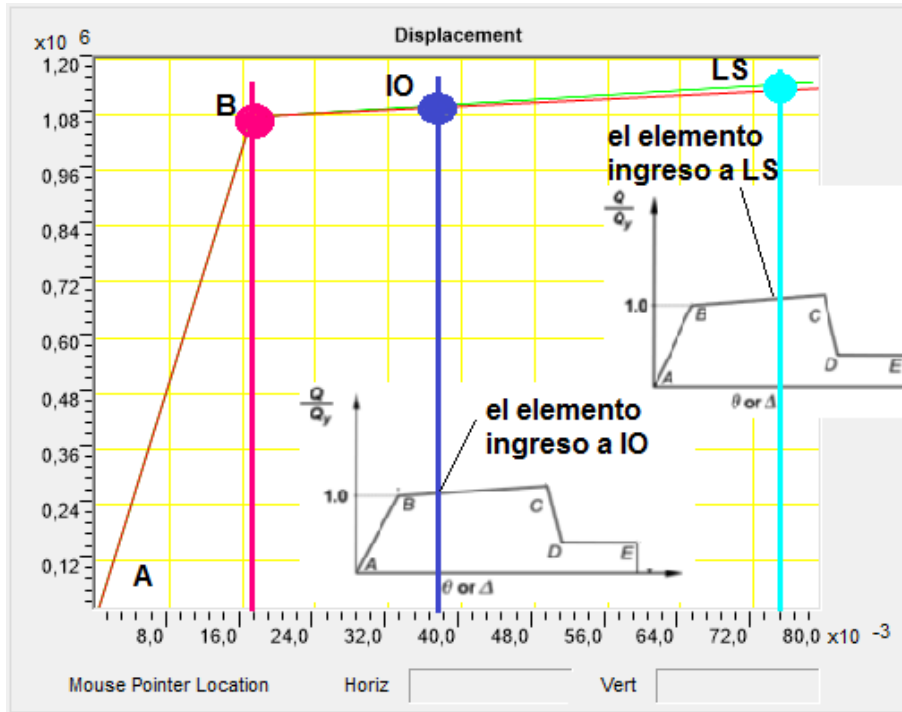


Figura 4.4.3.7-2 Ubicación de los niveles de desempeño para la pila tres en la dirección transversal



## CONCLUSIONES:

Mediante los resultados obtenidos y basado en los parámetros establecidos en las normativas AASHTO guide specifications for LRFD bridge seismic design 2011 y FEMA-356 se puede concluir lo siguiente:

1. A través del análisis Pushover se determinó la capacidad del puente Paso Caballos ante la demanda generada por el sismo de diseño máximo que puede ocurrir en la zona, con un periodo de retorno de 500 años y con un factor de seguridad de 1.5 para estructuras esenciales, de los resultados mostrados en la tabla 4.4.3.1-1, se concluyó que el comportamiento de cada pila en ambas direcciones de análisis es adecuado para contrarrestar la demanda emitida, basándose en el cumplimiento de la relación demanda capacidad, establecida en la normativa AASHTO, en la cual se establece que esta debe ser menor o igual a uno.
2. De la tabla 4.4.3.2-3 se determinó el cumplimiento de la demanda de ductilidad en los apoyos intermedios de una sola columna de concreto reforzado, el cual debe ser igual o menor a 5, tal como lo establece la normativa AASHTO. El cumplimiento de dicho valor es una aseveración de que los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas presentan un comportamiento adecuado ante la demanda de ductilidad impuesta en los mismos, en el comportamiento influye el buen dimensionamiento de la sección transversal del elemento así como la cantidad de acero requerido en cada pila, lo cual le permite al elemento sufrir deformaciones fuera del rango elástico sin llegar al colapso, haciendo del puente una estructura funcional y segura.
3. Se evaluó cada una de las pilas que conforman la subestructura del puente con los límites de aceptación de 0,005rad para el ingreso al nivel de ocupación inmediata, 0,015rad para seguridad de vida y 0,020rad para prevención de colapso, establecidos con anterioridad según FEMA-356 para columnas de concreto dominadas por flexión. Inicialmente los elementos sufrieron agrietamientos y alcanzaron la fluencia, posteriormente sufrieron rotaciones y desplazamientos plásticos, sobrepasando los 0,015 rad únicamente las pilas tres y cuatro, en la dirección transversal.

4. De los resultados obtenidos se puede concluir que el nivel de desempeño global para toda la estructura se encontró dentro de seguridad de vida, puesto que los elementos que ingresaron a este nivel de desempeño son elementos centrales en el puente, como puede observarse en la figura mostrada para la dirección transversal de la pila cuatro, se cumplió con los requisitos establecidos en la normativa AASHTO guide specifications for LRFD bridge seismic design 2011, lo cual establece que los puentes deben ser diseñados para un estado de daño post-sísmico dentro del nivel de seguridad de vida evaluado para un sismo severo, por tanto el estado del puente es aceptable.
5. El puente Paso Caballos presentó un estado estructural post-sísmico aceptable según las bases del diseño establecido en la normativa AASHTO, en donde se establece que las estructuras de puentes deben ser diseñadas a permanecer en un nivel de desempeño estructural de seguridad de vida ante un evento sísmico severo, sin embargo, es importante destacar la importancia del análisis Pushover tanto en la evaluación como en el análisis de puentes que se encuentren ubicados en zonas sísmicas significativas, ya que los análisis no lineales permiten la obtención de un desempeño más cercano a la realidad en cuanto a cómo se comportara la estructura ante la demanda impuesta por un sismo en particular.
6. Finalmente se concluye que los objetivos planteados al inicio del documento fueron logrados de manera satisfactoria.

## **RECOMENDACIONES:**

Finalizado el desarrollo de este documento y analizados los resultados obtenidos del análisis Pushover desarrollado bajo el método de los coeficientes establecido en FEMA-356, se consideran pertinentes las siguientes recomendaciones:

1. Se recomienda la utilización del análisis Pushover tanto para evaluaciones como para diseños en trabajos de tesis futuros, donde se permita predecir un comportamiento más real de la estructura ante posibles eventos sísmicos.
2. La utilización de herramientas que permitan facilitar el trabajo de análisis en las estructuras son recomendables para el desarrollo de métodos más complejos como el análisis Pushover, como lo es el software CSI-Bridge, ya que cuenta con la integración de normativas internacionales que permiten controlar los parámetros y criterios a considerar para llevar a cabo el diseño o evaluación de las estructuras de puentes.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alliance, N. S. (2009). *Three-Span Continuous Straight Composite I girder*.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2nd Edition*. Washington, DC.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.
- Asociacion Argentina de Mecanica Computacional. (2013). *Caracterizacion y Evaluacion de la Vulnerabilidad Sismica de Puentes*. Mendoza.
- Barradas Hernandez, J. E. (2008). *Metodo Simplificado de Evaluacion Sismica del Desempeño Estructural de Puentes de Concreto Reforzafo Basado en Desplazamientos*.
- Bellido de Luna, J. (2002). *Curso de Diseño Estructural de Puentes*.
- Binici, B. (2010). *Pushover Analysis and Inelastic Static Analysis Methods*.
- Bolivar Buitrago, C. D. (2012). *Analisis no Lineal Estatico Pushover usando SAP 2000*. Manizales .
- Cabrera, I. E. (2010). *Diseño de Puentes*.
- Claros Chuquimia, R., & Meruvia Cabrera, P. E. (2004). *Apoyo Didactico en la Enseñanza-Aprendizaje de la Asignatura de Puentes*. Cochabamba.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismoresistente de Puentes* .
- Computers & Structures Inc. (2014). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley.
- Computers & Structures Inc. (2014). *Lateral Loads Manual*.
- Computers & Structures Inc. (2015). *Bridge Seismic Design, Automated Seismic Design of Bridges AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Berkeley.
- Diaz, M. J. (2014). *Seguridad en Puentes-Aspectos sismicos*. Hidalgo.
- Dr. Chiorean, C. G. (2003). *Application of Pushover Analysis on Reinforced Concrete Bridge Model*.
- Duan, L. (2003). *Bridge Engineering*. Boca Raton, New York, Washington D.C.
- Edicion, M. d.-1. (2011). *Manual de Carreteras del Paraguay, Normas para estructuras y puentes, Tomo 4-Volumen I*.
- Edificacion, D. d. (2009). *Proyecto de Estructuras de Hormigon* . Madrid.

- Fajardo Galliani, C. A. (2012). *Evaluacion Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el Metodo del Espectro de Capacidad*. Lima.
- Farfan, I. S. (2010). *Analisis Sismico de Puentes*.
- Federal Emergency Management Agency . (2000). *Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-356. (2000). *Federal Emergency Management Agency*. Washington, D.C.
- Garcia, I. A. (2010). *Proceso de Analisis de Puentes Mas Utilizados*. Oaxaca de Juarez.
- Gilmore, A. T. (2014). *Analisis basados en desplazamientos*. Juarez.
- Goel, Chadwell . (2007). *Evaluation of current nonlinear static procedures for concrete buildings using recorded strong motion data*. San Luis Obispo.
- Goel, R. (2005). *Evaluation of nonlinear static procedures using strong motion*. San Luis.
- Guevara Morales, N., Osorio Rodriguez, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluacion de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierias y Arquitectura, utilizando Analisis Estatico no Lineal Pushover*.
- Guevara Morales, N., Osorio Rodriguez, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluacion de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierias y Arquitectura, Utilizando Analisis Estatico no Lineal Pushover*. San Salvador.
- Hurtado, D. J. (2010). *Diseño y Construccion de Cimentaciones Profundas para Puentes*.
- Ing. Hernandez, B., & Ing. Ocon, E. (2013). *Diseño del Puente Paso Real*. Managua.
- Ing. Sanchez Z., M. (2008). *Analisis no Lineal de Elementos de Concreto Armado*.
- Jasbon Carbajal, N. M. (2005). *Modelamiento no Lineal de Puentes Rectos de Viga y Losa de Hormigon Reforzado ante Acciones Sismicas* . Bucaramanga.
- Jurado, D. I. (2013). *Puentes-Evolucion, Tipologia, Calculo, Construccion* . Madrid.
- Manosalvas, E. C. (2011). *Analisis de los Elementos Elastomeros Utilizados en Aisladores y Neoprenos*. Sangolqui.

- Manrique, E. S. (2004). *Guía Para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas*. Piura.
- Martinez, J. A. (2004). *Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis*. Lima.
- Martinez, P., & Manzanarez, J. (2008). *Diseño de Puentes con la Norma AASHTO-LRFD 2005*. Managua.
- Mauricio Mora, J. V. (2006). Deficiencia, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías*.
- Mauricio Mora, Jesus Villalba. (2006). jffdls.
- Meeting, T. R. (2013). *Bridge Seismic Design example*. Washington, D.C.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura . (2007). *Reglamento Nacional de Construcción* . Managua.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2013). *Situación de los Puentes de la Red Vial Nacional año 2012*.
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones y desventajas de las metodologías de análisis no lineal. *Revista Ingenierías*.
- Morales, I. R. (2010). *Diseño en Concreto Armado*.
- Muñoz, E. (2008). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. *Revista Ingeniería de Construcción* , 125-144.
- Muñoz, F. M. (2012). *Estudio sobre la Redundancia Estructural de Puentes Integrales de Hormigón*.
- Officials, A. A. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington.
- Ospina, Urrego, & Botero. (2013). *Aplicación de un Método Basado en el Desempeño para el Análisis y Diseño Sísmico Resistente de Puentes de Concreto Reforzado*.
- PRESS, C. (2003). *Bridge Engineering, seismic design*. Washington.
- PRESS, C. (2003). *Bridge Engineering, substructure design*. Washington.
- Proaño, M. M. (2009). *Diseño de Puentes y Viaductos*.
- Program, N. C. (2013). *Performance-Based Seismic Bridge Design*. Washington.
- Quintero, W. L. (2000). Diseño Sísmico de Puentes: Estado del Arte. *Revista de Ingeniería Sísmica*.

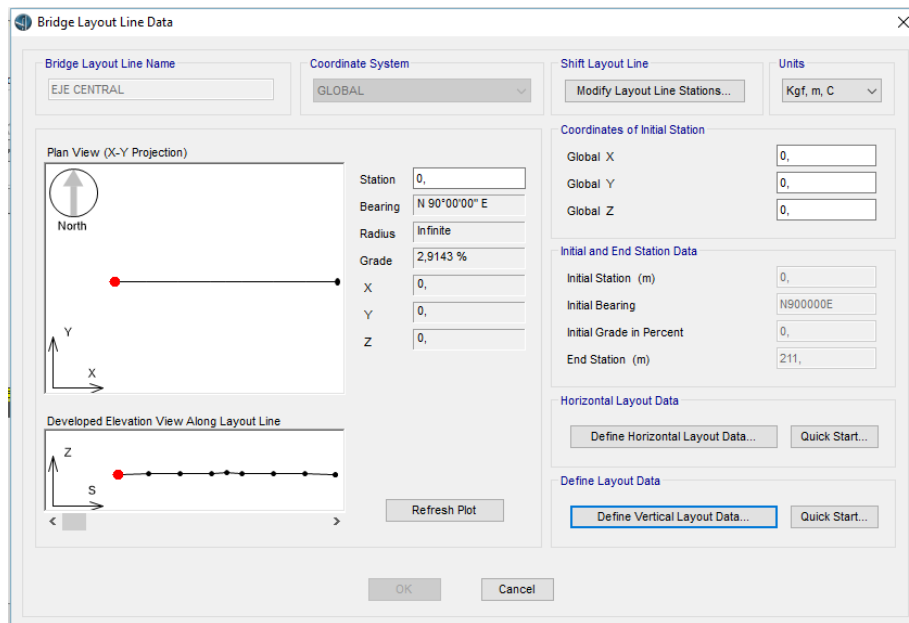
- Ramirez Coria, P., & Leon Avila, N. (2010). *Apoyo Didactico en la Asignatura de Puentes CIV 312*. Cochabamba.
- Rossell, I. C. (2006). *Analisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado- Metodo AASHTO LRFD*. Surco.
- Serquen, M. I. (2012). *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*.
- Sethy, K. (2011). *Application of Pushover Analysis to RC Bridges* .
- SIECA, CAPREDENAC. (2010). *Manual Centroamericano de Gestion del Riesgo en Puentes*.
- Valencia Vasconez, J. D. (2012). *Analisis del Metodo Modal Push-Over y su Incidencia en Porticos de Hormigon Armado en el Canton de Ambato*. Ambato.
- Yurtaev, V., & Chafiei, R. (2013). *Pushover Analysis of Long Span Bridge Bent*.

## **ANEXOS**

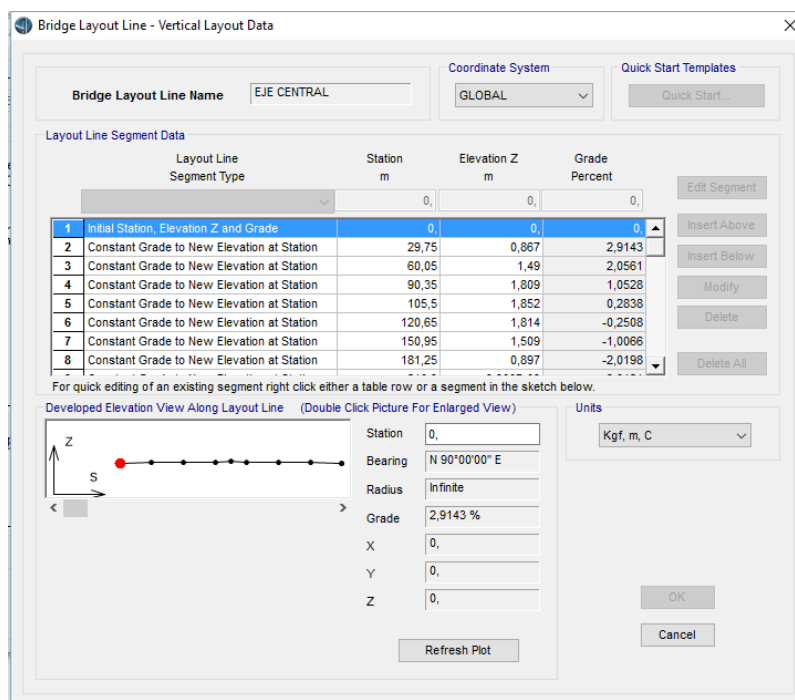
**ANEXO A: MODELAMIENTO DEL PUENTE PASO CABALLOS EN CSI-  
BRIDGE**

Para el modelamiento del puente Paso Caballos en el software CSI-Bridge se modeló inicialmente el eje central del puente (ver figuras A-1 y A-2), donde se establece la longitud del mismo, así como la presencia de la curva vertical que contiene el puente, en donde se ingresaron las alturas sobre la curva.

**Figura A-1 Eje central del puente Paso Caballos**

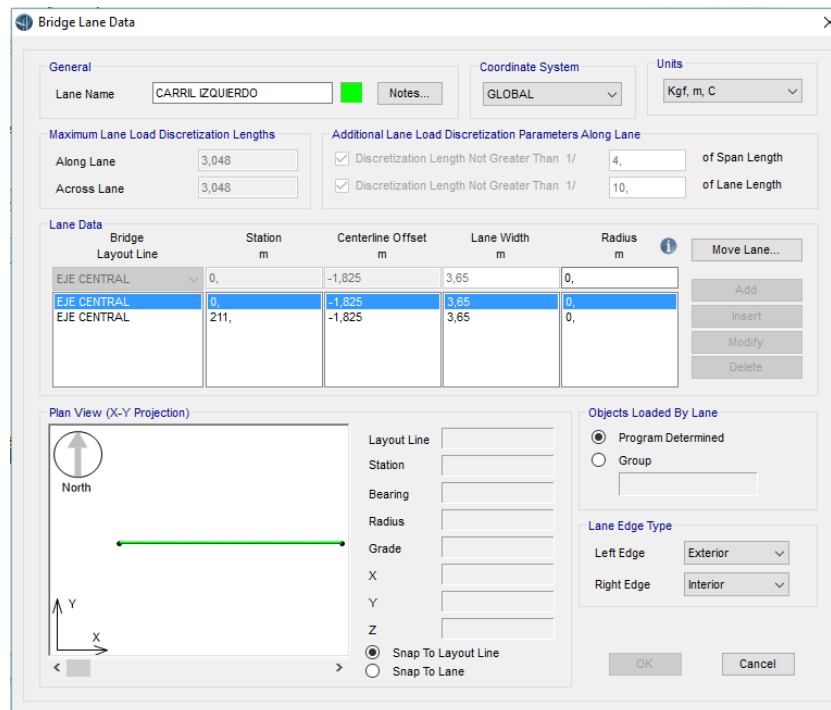


**Figura A-2 Curva vertical del eje central del puente Paso Caballos**



Seguidamente se definieron los carriles, en este caso se ingresa cada uno de los carriles que constituyen la vía de la carretera, estableciendo su ancho y extensión sobre el eje, (ver figura A-3).

**Figura A-3 Definición de los carriles de diseño.**



Dentro de la sección de componentes se modelaron los elementos que conforman la estructura del puente definiendo así las dimensiones de las secciones transversales de cada uno, así como la colocación del acero de refuerzo y el tipo de material que los constituye.

En la figura A-4 se observa la definición del acero de refuerzo utilizado en el puente Paso Caballos teniendo un  $F_y$  de  $60000\text{lb/in}^2$ , y en la figura A-5 la definición del concreto utilizado en la obra el cual tiene una resistencia a la compresión  $f'_c$  de  $4000\text{psi}$ .

**Figura A-4 Determinación del acero de refuerzo**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' set to 'A615Gr60', 'Material Type' set to 'Rebar', and a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 0,2836 and 'Mass per Unit Volume' as 7,345E-04. The 'Units' dropdown is set to 'lb, in, F'. The 'Uniaxial Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (29000000), 'Poisson' (0), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (6,500E-06), and 'Shear Modulus, G' (0). The 'Other Properties for Rebar Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, Fy' (60000), 'Minimum Tensile Stress, Fu' (90000), 'Expected Yield Stress, Fye' (66000), and 'Expected Tensile Stress, Fue' (99000). At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

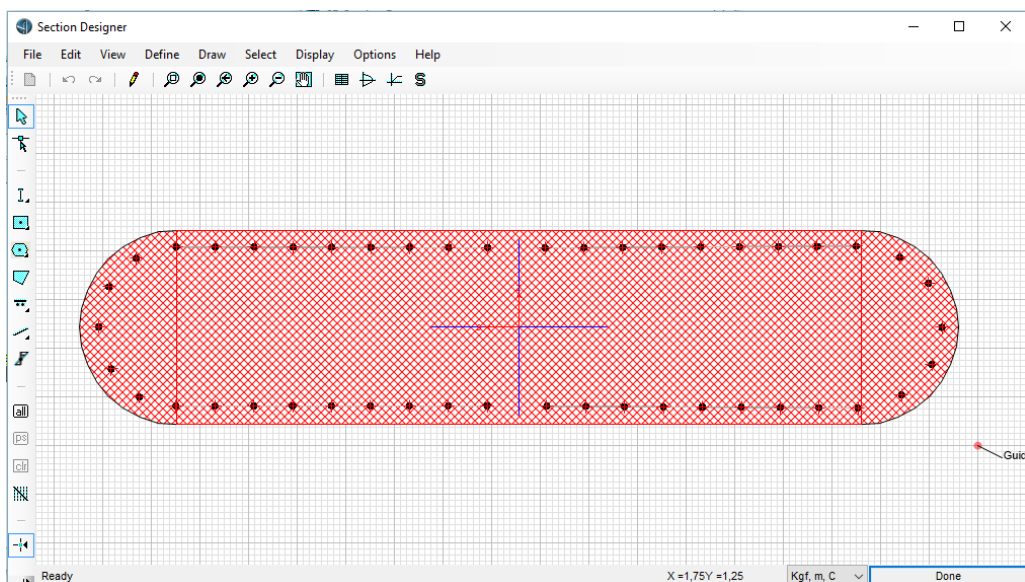
**Figura A-5 Determinación del concreto utilizado**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' set to '4000Psi', 'Material Type' set to 'Concrete', and a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 0,0868 and 'Mass per Unit Volume' as 2,248E-04. The 'Units' dropdown is set to 'lb, in, F'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (3604997), 'Poisson' (0,2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (5,500E-06), and 'Shear Modulus, G' (1502081,9). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, fc' (4000) and a checkbox for 'Lightweight Concrete' with a 'Shear Strength Reduction Factor' field. At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

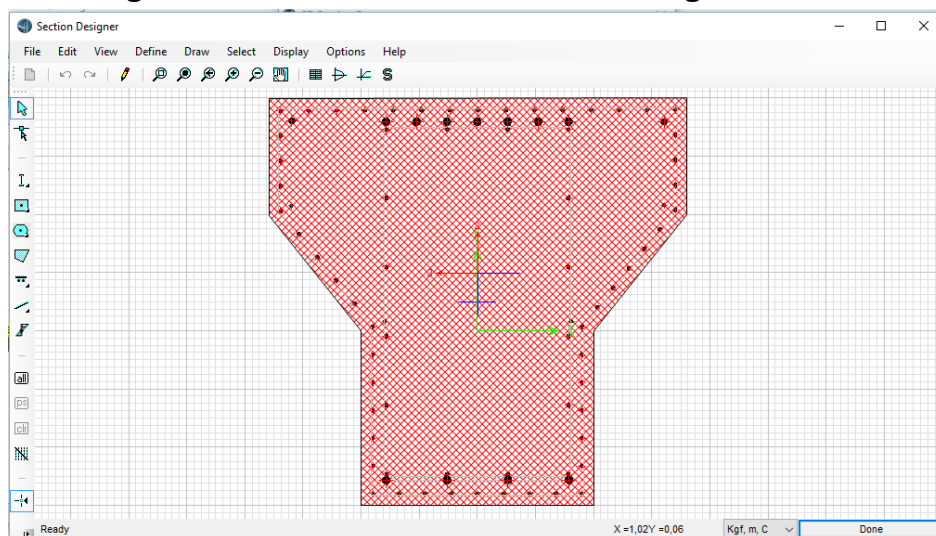
En la figura A-6 se observa el modelamiento de la sección transversal correspondiente a las pilas, en la figura A-7 la sección transversal de la viga cabezal, la cual constituye la parte superior de cada bent.

En la figura A-8 se presenta la sección transversal de los pilotes, en la figura A-9 la colocación del acero de refuerzo de los mismos y en la figura A-10 las dimensiones de la viga losa, esta viga representa la sección transversal de los elementos longitudinales que soportan a la sosa.

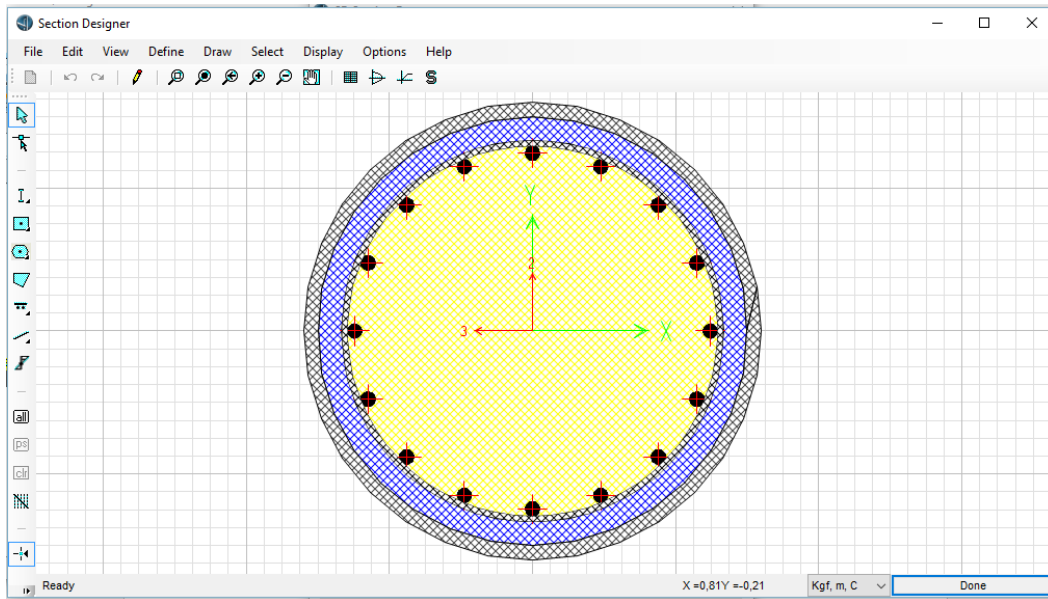
**Figura A- 6 Sección transversal correspondiente a las pilas o apoyos intermedios del puente**



**Figura A-7 Sección transversal de la viga cabezal**



**Figura A-8 Sección transversal de los pilotes**



**Figura A-9 Colocación del acero de refuerzo en los pilotes**

Caltrans Section Properties

**Geometry**

Shape: Round  
 Chamfer: 0,0625  
 Height: 0,75  
 Width: 0,75  
 Small Base Dimensions  
 Base Height: 0,75  
 Base Width: 0,75  
 No. of Cores: 1

**Casing**

Thickness: 0,  
 Longit. Factor: 0,

**Rings**

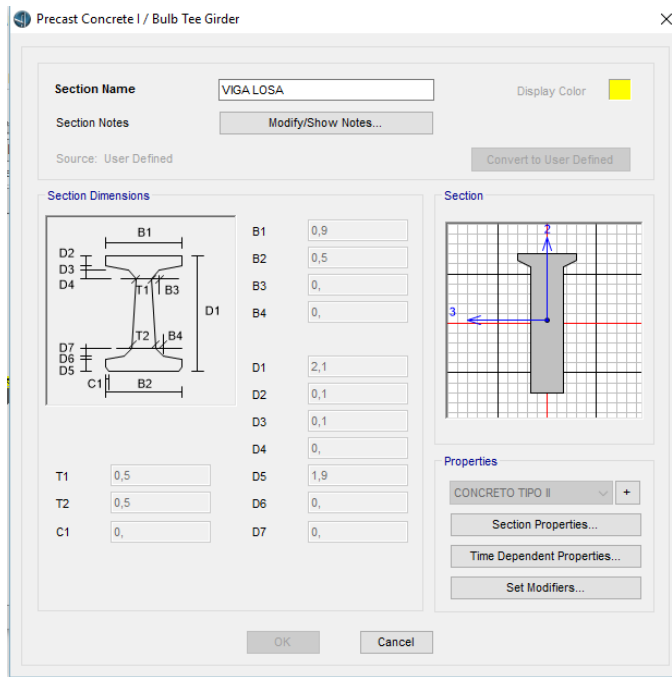
No. of Rings: 1    Ring1 Cover: 0,0417    Ring2 Cover:    Ring3 Cover:   

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Conf. Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material
Core1	Ring1	Show	16 Single	#8	0,0005	A615Gr60	Spiral	0,5	#3	0,0001	A615Gr60
Prestress		Edit	0, Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Casing			N/A, Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

**Concrete Model**

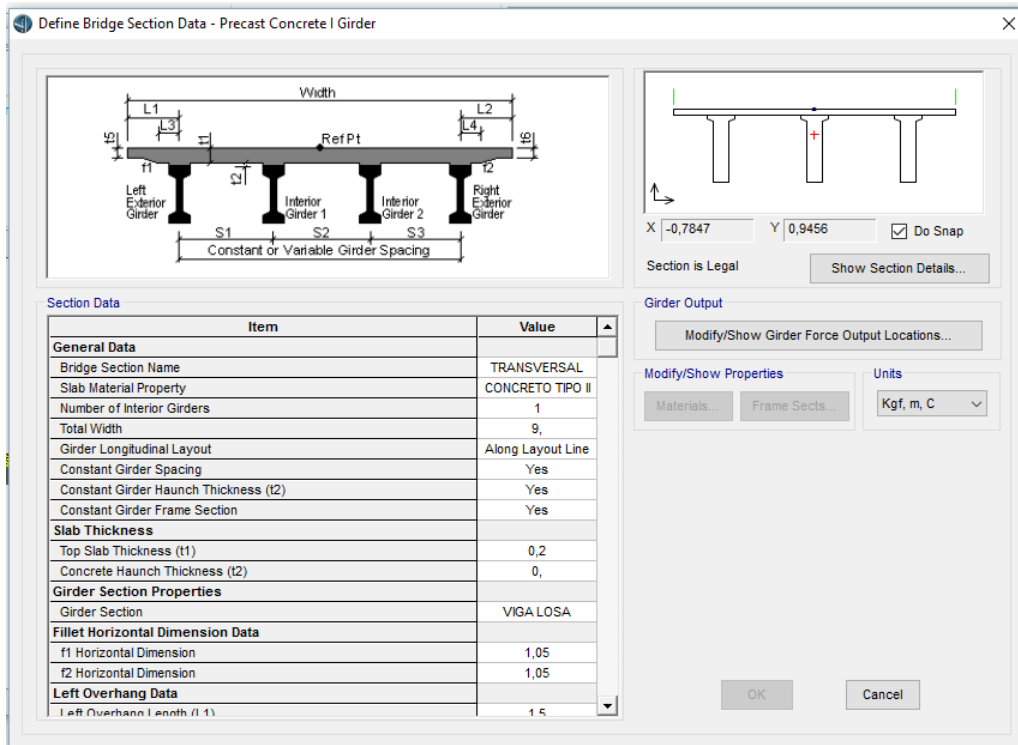
Material: CONCRETO TIPO (Core Concrete) / Mander-Unconfin (Outer Concrete)  
 Region: Core1 (Core Concrete) / Mander-Unconfin (Outer Concrete)  
 Buttons: Show..., Show..., Show..., Show..., OK, Cancel

**Figura A-10 Dimensiones de la viga losa**



En la figura A-11, se observan el dimensionamiento de la sección transversal del puente Paso Caballos, dentro de la sección superestructura.

**Figura A-11 Sección transversal del puente Paso Caballos**



**Figura A-12 Definición de los diafragmas o vigas secundarias**

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: VIGAS SECUNDARIAS

Units: Kgf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0,4

Diaphragm Depth (For Concrete Solid Girder Bridge Section Only): 2

OK Cancel

En la figura A-13 se observa la definición realizada para el tipo de apoyo colocado en cada bent, en donde se establecieron las restricciones de los movimientos, para este caso se utilizaron apoyos fijos con los movimientos vertical y horizontal restringidos.

**Figura A-13 Definición del bearing o apoyos en los bent**

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: BEARING

Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

En la figura A-14 se observa un spring de fundaciones el cual se estableció libre en todos los grados de libertad con el objetivo de garantizar que las fuerzas en las pilas serian transferidas a las fundaciones, y en la figura A-15 la definición del sistema de apoyo para los estribos.

**Figura A-14 Spring de fundaciones en la base de las columnas**

Foundation Spring Data

Foundation Spring Name: FUNDACIONES

Units: Kgf, m, C

Foundation Spring Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1,

Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1,

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Free	
Translation Along Skew (U2)	Free	
Translation Normal to Skew (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Free	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Free	

OK Cancel

**Figura A-15 Definición del estribo**

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: BABT1

Units: Kgf, m, C

Girder Support Condition:

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: FSEC1

Beam Length: 9,

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: Fixed

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Para el establecimiento de los bent se generó una doble línea de apoyos, tal como se observa en la figura A-16 se estableció una superestructura discontinua. En este caso se establece la sección de la viga cabezal así como la longitud, también se establece la sección de las pilas, (ver figura A-17).

**Figura A-16 Definición del bent**

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: BENT6

Units: Kg, m, C

Bent Data

Cap Beam Length: 9

Number of Columns: 1

Cap Beam Section: + VIGA CABEZAL

Modify/Show Column Data...

Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)

Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Girder Support Condition Before Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line Before Bent

Distance from Bent to Bearing Line: 0,55

Girder Support Condition After Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line After Bent

Distance from Bent to Bearing Line: 0,55

OK Cancel

**Figura A-17 Definición de las columnas o pilas en el bent**

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: BENT6

Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties...

Units: Kg, m, C

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation Spring
1	PILA	4,5	3,9087	90,	FUNDACIONES

Seismic Hinge Data

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	0,5	0,5	None	None

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

Una vez que se definieron las secciones de los elementos que conforman el puente y los sistemas de apoyos a utilizar, se procedió a ensamblar todos los elementos en un objeto puente en donde se definen el número de claros en el puente, las estaciones en las cuales se ubica cada bent y las elevaciones correspondientes tanto del bent, como de los apoyos (bearing), (ver figuras A-18, A-19, A-20).

En la figura A-21 y A-22 se observa la asignación del acero de refuerzo en las vigas longitudinales que soportan la losa, en las direcciones longitudinal y transversal.

**Figura A-18 Definición del objeto puente**

The screenshot shows the 'Bridge Object Data' window with the following fields and data:

- Bridge Object Name:** PUENTE
- Layout Line Name:** EJE CENTRAL
- Coordinate System:** GLOBAL
- Units:** Kgf, m, C

**Define Bridge Spans Table:**

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0,	29,75	29,75	BABT1	BENT1
Span 2	29,75	30,3	60,05	BENT1	BENT2
Span 3	60,05	30,3	90,35	BENT2	BENT3
Span 4	90,35	30,3	120,65	BENT3	BENT4
Span 5	120,65	30,3	150,95	BENT4	BENT5
Span 6	150,95	30,3	181,25	BENT5	BENT6
Span To End Abutment	181,25	29,75	211,	BENT6	BABT1

**Bridge Object Plan View (X-Y Projection):** A diagram showing the bridge layout on a coordinate system with X and Y axes. A north arrow is present. A horizontal line represents the bridge spans, with a 'Show Enlarged Sketch...' button below it.

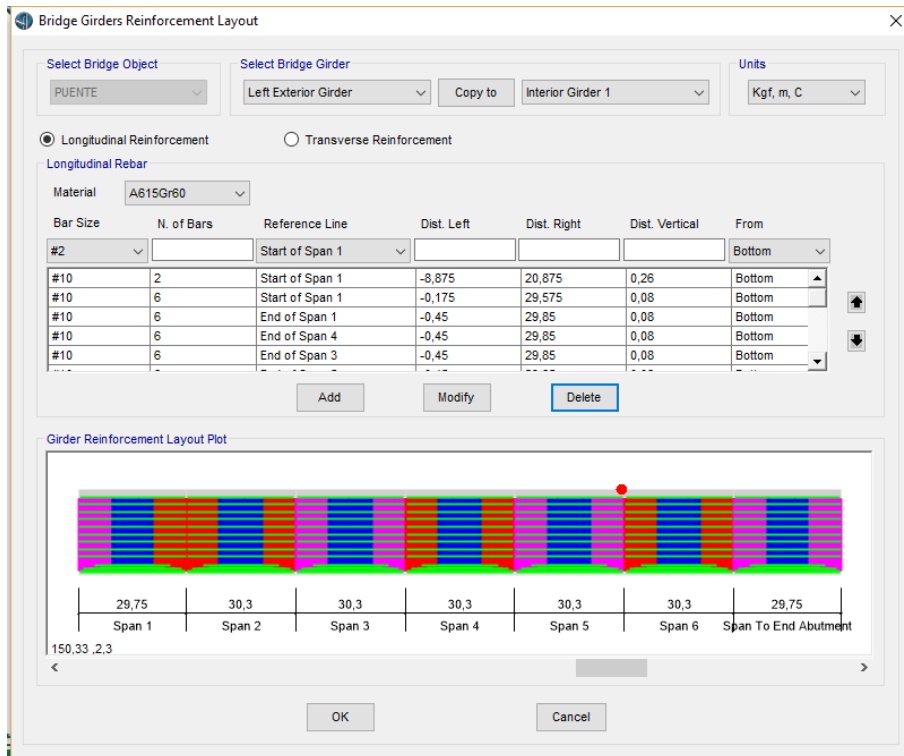
**Modify/Show Assignments:** A list of assignable elements including Spans, User Discretization Points, Abutments, Bents, In-Span Hinges (Expansion Jts), In-Span Cross Diaphragms, Superelevation, Prestress Tendons, Girder Rebar, Staged Construction Groups, Point Load Assigns, and Line Load Assigns. A 'Modify/Show...' button is located below the list.

**Additional UI Elements:** 'Add', 'Modify', 'Delete', and 'Delete All' buttons are on the right side of the table. A 'Lock to Prevent Updating the Linked Model' checkbox is at the bottom left. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

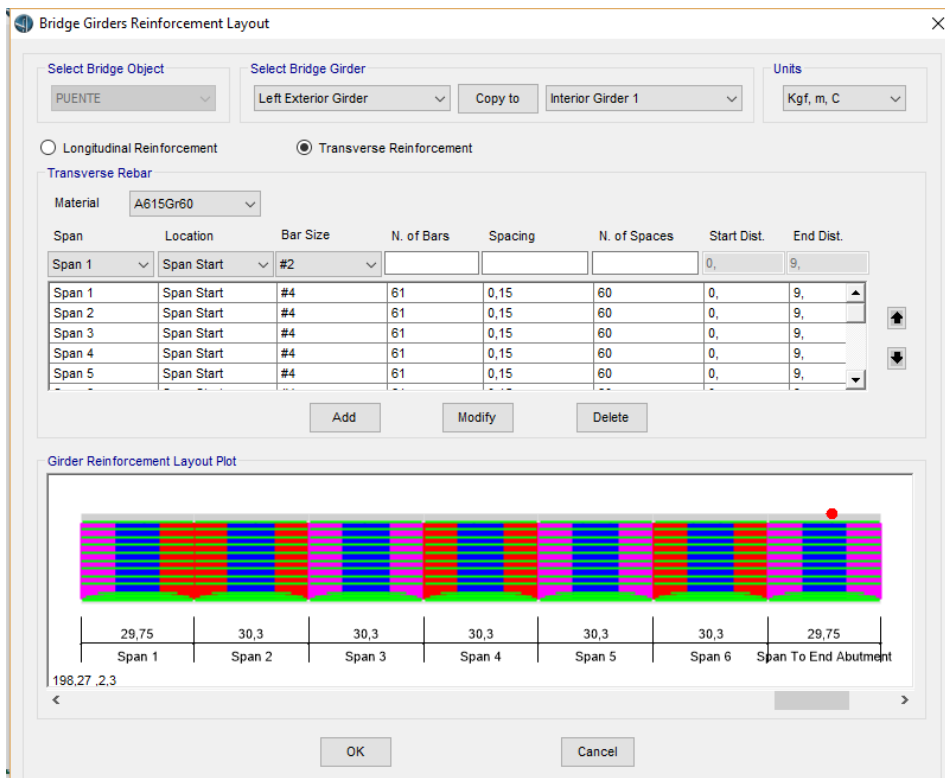
**Figura A-19 Asignación de los estribos en el objeto puente**

**Figura A-20 Asignación de los bent en el objeto puente**

**Figura A-21 Asignación del acero de refuerzo en la dirección longitudinal de las vigas principales.**

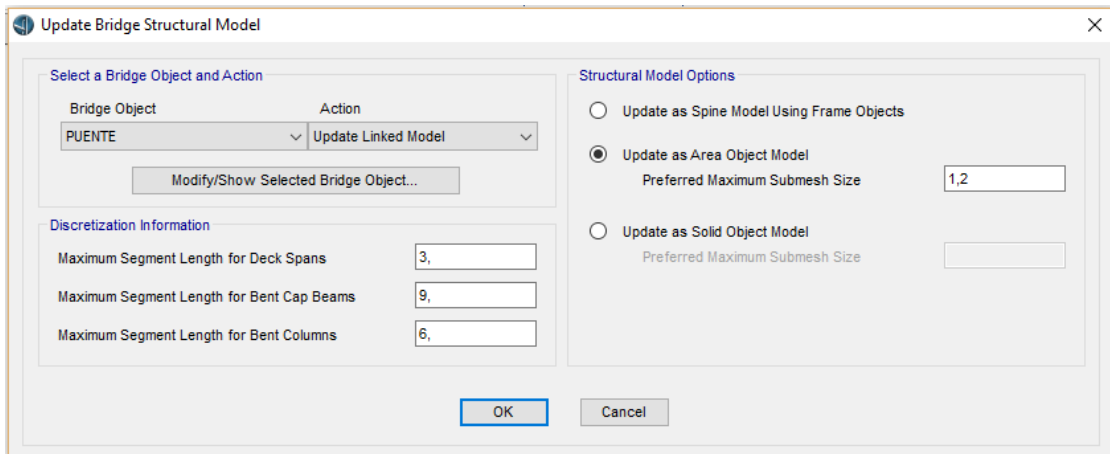


**Figura A-22 Asignación del acero de refuerzo en la dirección transversal de las vigas principales**

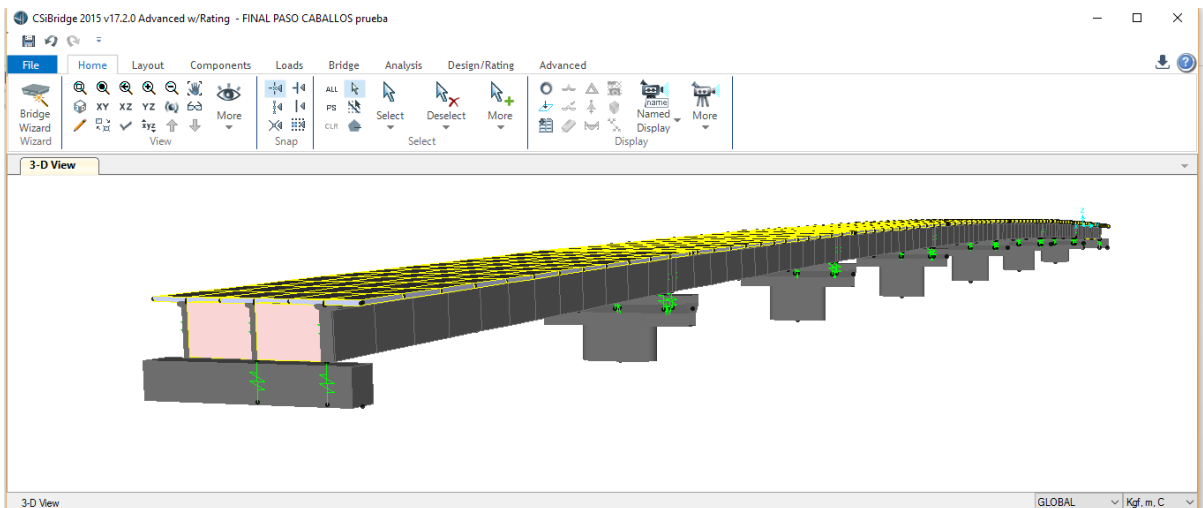


Una vez generado el objeto puente, el siguiente paso es actualizar la ventana del programa para que todos los elementos indicados sean ensamblados como una estructura, (ver figura A-23), la estructura ensamblada se muestra en la figura A-24.

**Figura A-23 Actualización del modelo estructural del puente**



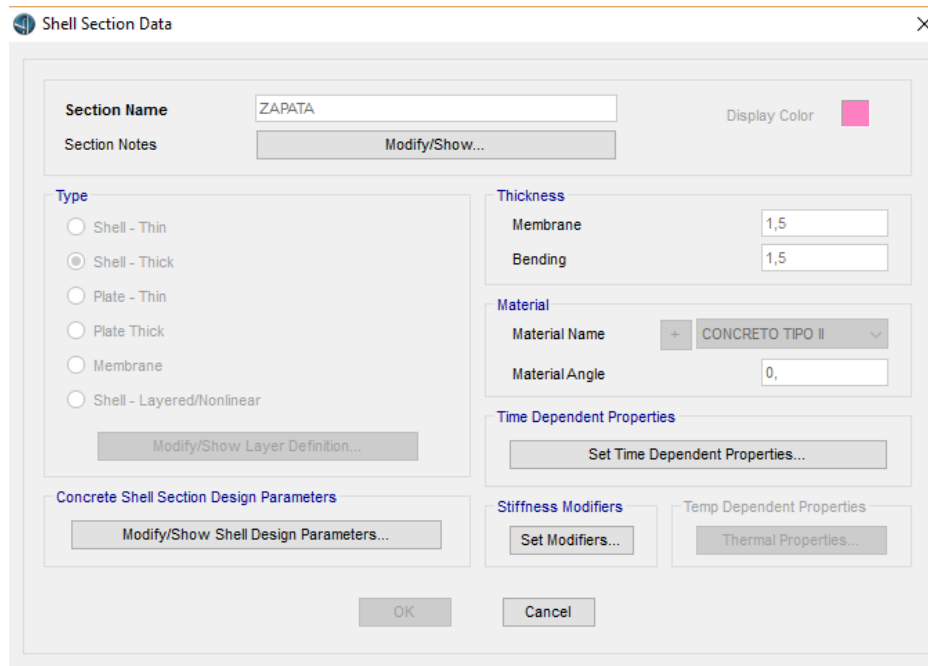
**Figura A-24 Modelo estructural del puente Paso Caballos**



El programa ha generado el modelo estructural del puente mostrado en la figura A-24, el siguiente paso será el modelamiento de las fundaciones de la estructura, la cual se realizó de forma manual y se explica a continuación.

Para el modelamiento de las fundaciones fue necesario en la sección avanzada definir una propiedad de sección de área tipo losa gruesa la cual representara la zapata de las fundaciones, (ver figura A-25).

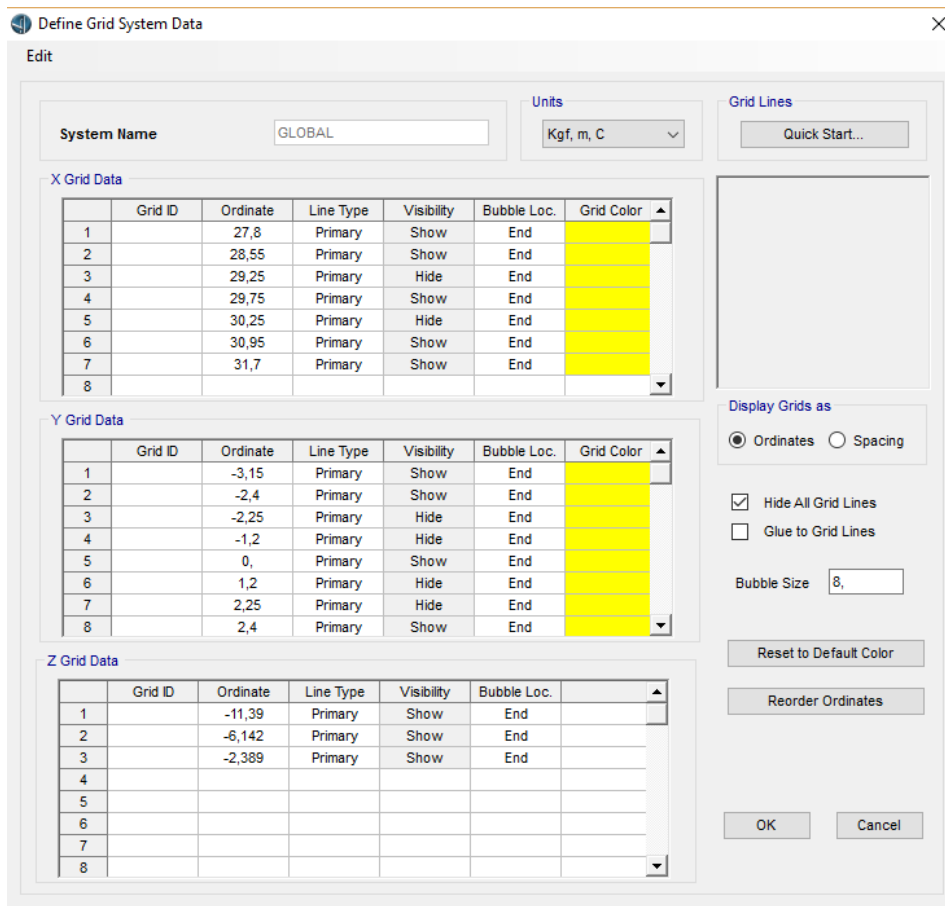
**Figura A-25 Definición de la zapata**



El siguiente paso es la determinación de una grilla para el trazado de la zapata y la definición de los puntos donde se conectaran los pilotes y la base de la columna a la fundación, (ver figura A-26).

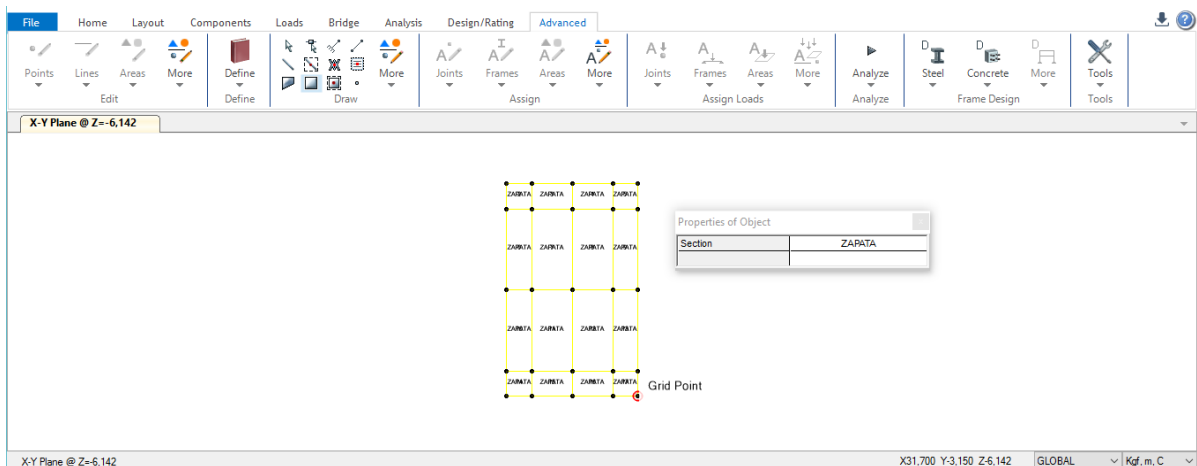
En la definición de la grilla se establecen las coordenadas de cada punto para facilitar el trazado de la zapata y pilotes, en este caso solo se realiza el trazado de la fundación de una pila ya que las demás serán una réplica de esta y se ubicaran en el lugar correspondiente.

**Figura A-26 Definición de la grilla para el modelado de fundaciones**



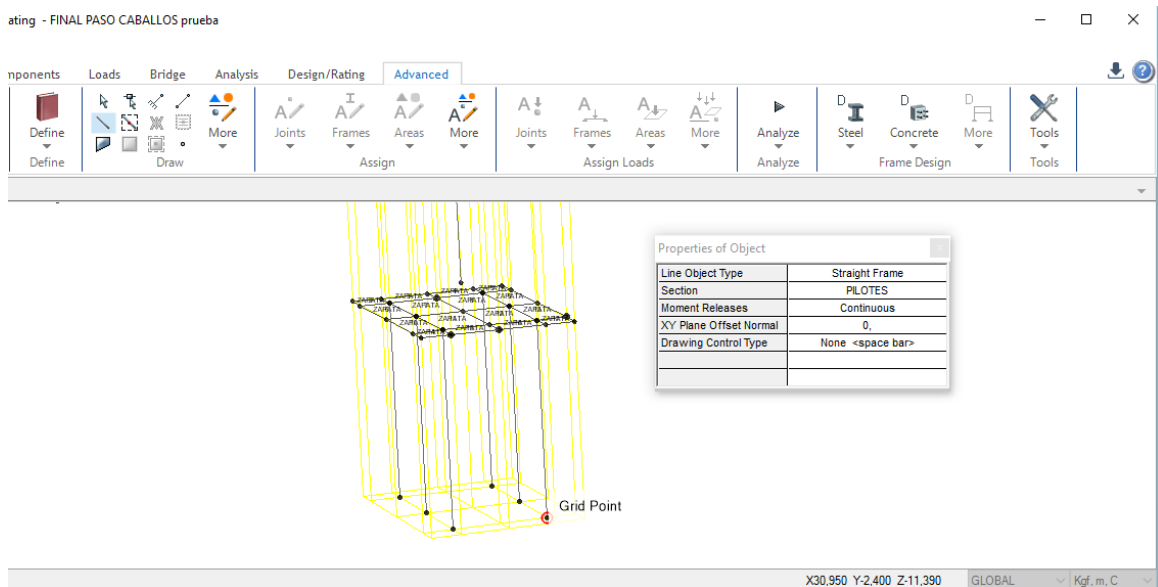
En la vista XY se dibujaran aras cuadradas con la sección área que se generó, (ver figura A-27).

**Figura A-27 Trazado de la zapata**



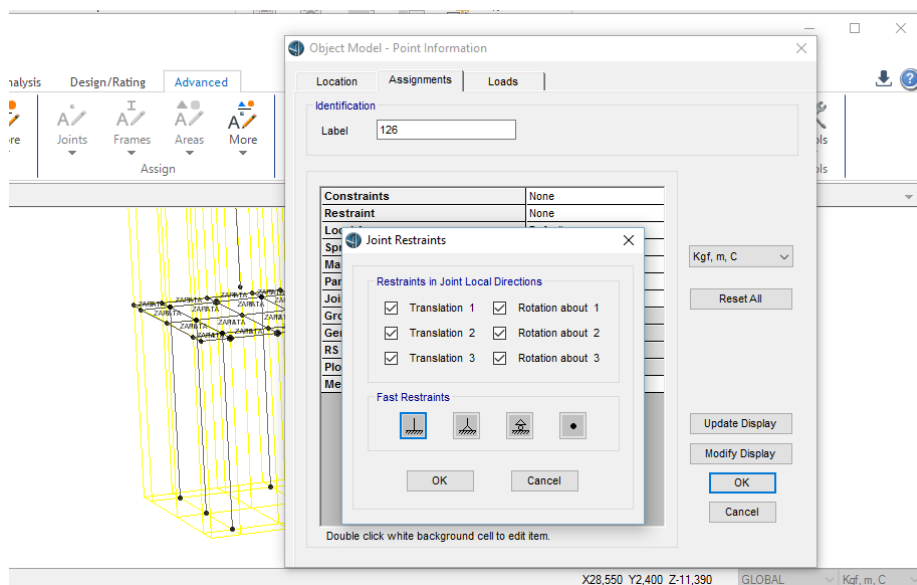
A continuación desde la sección avanzada se procedió a dibujar los pilotes en los lugares correspondientes, (ver figura A-28).

**Figura A-28 Trazado de los pilotes en la fundación**



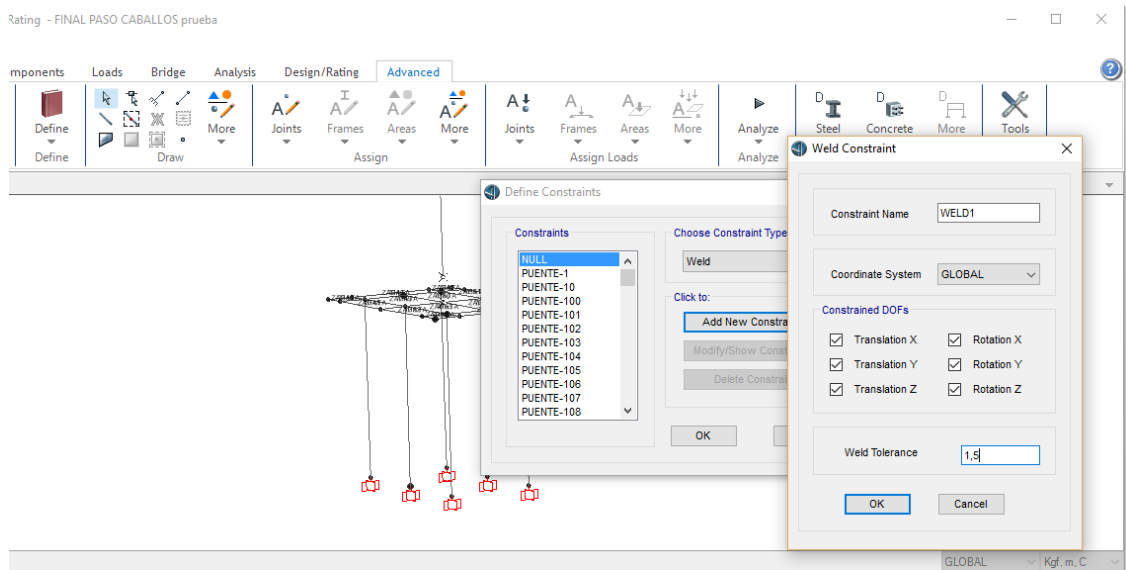
Finalmente se empotra la base de los pilotes, se conecta la base de la pila a la fundación y se extrude para poder apreciar las secciones trazadas, ver figuras A-29 y A-30 y A-31.

**Figura A-29 Asignación de los apoyos en la base del pilote**

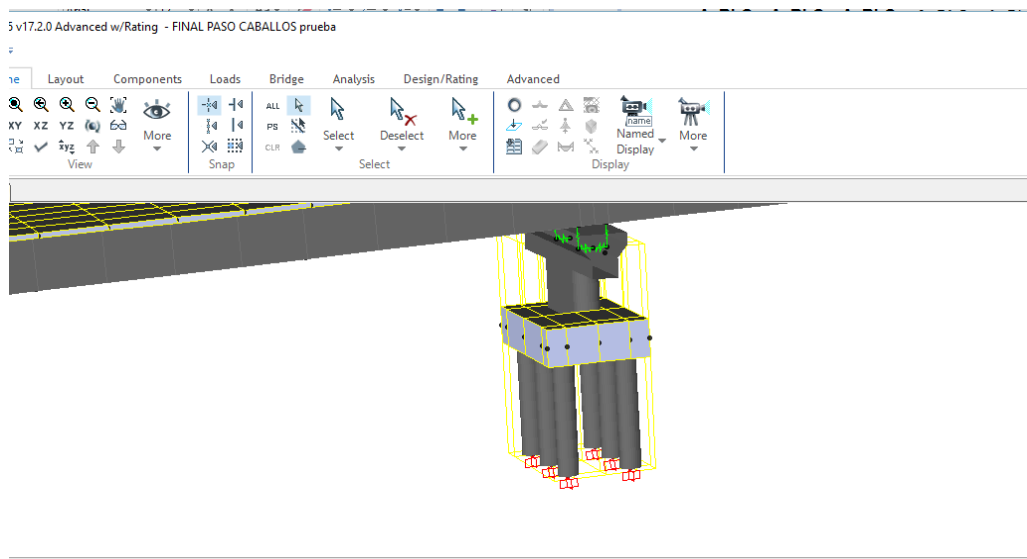


Es necesario conectar la base de la columna a la zapata, para que el programa al desarrollar el análisis considere las fundaciones, para esto se utilizó un conector tipo Weld con una longitud de tolerancia de 1,5m el cual es el espesor de la zapata, se seleccionan ambos puntos y se define un nuevo joint constraint ver figura A-30.

**Figura A-30 Conexión de la base de la pila a la fundación**

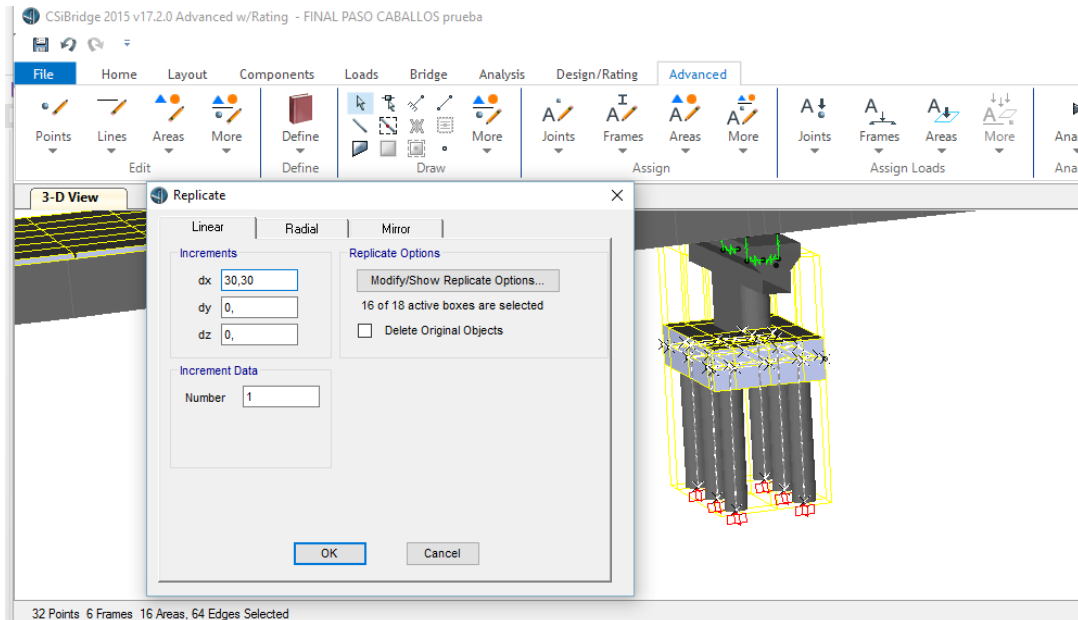


**Figura A-31 Fundación terminada**



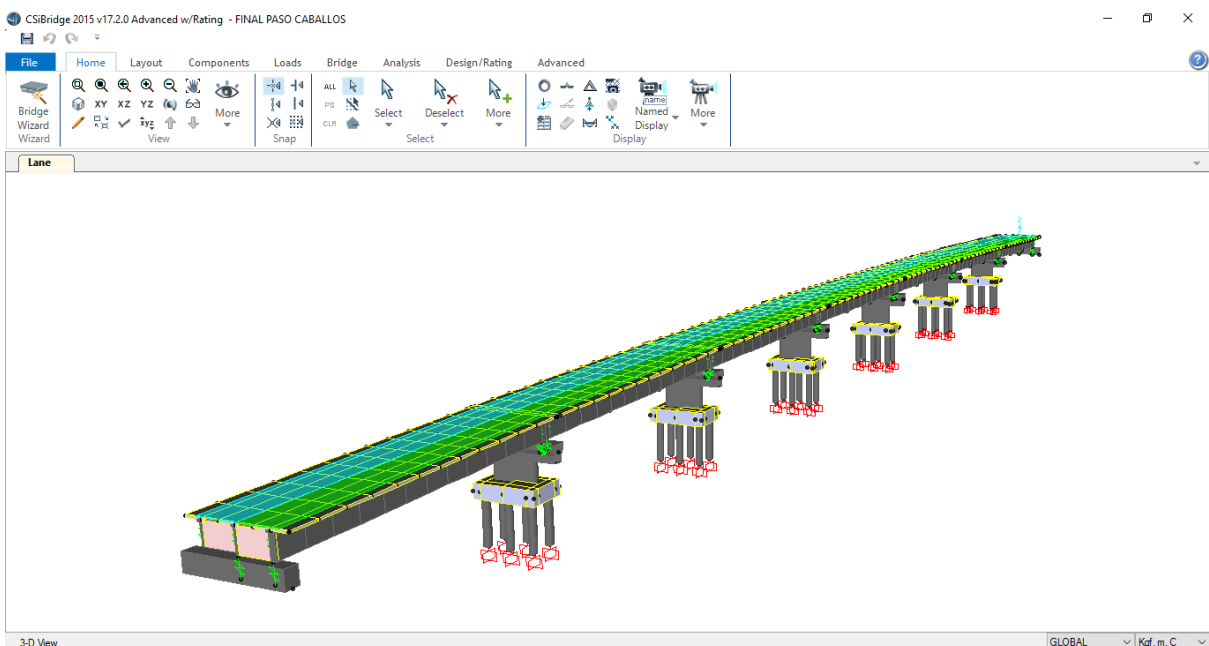
Para las demás fundaciones se seleccionó todo el elemento y desde la sección avanzada, editar, mas, replicar se realizó una réplica para cada uno de los bent, ver figura A-32.

**Figura A-32 Replicando la fundación en las pilas restantes**



Una vez ensamblado el objeto puente con las fundaciones la estructura de puente puede considerarse modelada, ver figura A-33.

**Figura A-33 Puente Paso Caballos modelado en CSI-Bridge**



## **ANEXO B: PLANOS DEL PUENTE PASO CABALLOS**

**Caratula**

## **Notas Generales**

**Planta y perfil longitudinal**

## **Secciones típicas y resumen de materiales**

**Losa-armado y vigas-armado**

**Pilas-fustes, apoyos y capa de rodamiento**

**Viga de cabezal, diafragmas y trabas**

**Zapatas y pilotes**

**Estribos, pilotes y losa de aproximación**

**Baranda en puente y losa de acceso**

**Juntas de expansión, barandas flex beam, tierra armada**

**Planta y perfil general, movimiento de tierra**

**Bancos de materiales**

**ANEXO C: TABLAS Y FIGURAS CONSULTADAS**

**Tabla C-1: Valores para el coeficiente de modificación  $C_0$ , extraída de la normativa FEMA-356 sección 3**

Number of Stories	Shear Buildings <sup>2</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. La interpolación lineal se utiliza para calcular los valores intermedios.
2. Edificios en los que, para todos los pisos, el drift disminuye al incrementar la altura.

**Tabla C-2: Valores para el coeficiente de modificación  $C_2$ , extraída de la normativa FEMA-356 sección 3**

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second <sup>3</sup>		$T \geq T_S$ second <sup>3</sup>	
	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Estructuras en el que más de 30 % del corte del piso en cualquier nivel es resistido por cualquier combinación de los siguientes componentes, elementos, o marcos: marcos ordinarios resistentes a momento, marcos arriostrados concéntricamente, marcos con conexiones parcialmente restringidas, estribos con tensión única, paredes de mampostería no reforzada, cizallamiento crítico, muelles, y enjutas de concreto o mampostería reforzada .
2. Todos los marcos no asignados a los enmarcados Tipo 1.
3. Interpolación lineal se utiliza para valores intermedios de T.

**Tabla C-3: Factor de masa efectiva  $C_m$ , extraída de la normativa FEMA-356 sección 3**

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 second.

**Tabla C-4 Criterios de aceptación para columnas dominadas por flexión, extraída de FEMA-356**

Condiciones	Parametros de modelamiento			Criterios de aceptacion						
	Angulo de rotacion plastica, radianes		Relacion esfuerzo residual	Angulo de rotacion plastica, radianes						
				Niveles de desempeño						
					Tipo de componente					
					Primario		Secundario			
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Columnas controladas por flexion</b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

**Tabla C-5: Tasa de incremento del módulo del suelo con la profundidad,  $n_h$  en (ksi/ft) para arenas, extraída de la normativa AASHTO LRFD 2012, sección 10.4.6.3**

Consistency	Dry or Moist	Submerged
Loose	0.417	0.208
Medium	1.11	0.556
Dense	2.78	1.39

**Tabla C-6: Combinaciones de carga y factores de carga, extraída de la normativa AASHTO LRFD 2012, sección 3.4.1**

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_p$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_p$	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_p$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	$\gamma_p$	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

**Tabla C-7: Factores de carga para cargas permanentes  $\gamma_p$ , extraída de la normativa AASHTO LRFD 2012, sección 3.4.1**

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure	• Active	1.50	0.90
	• At-Rest	1.35	0.90
	• AEP for anchored walls	1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00	
EV: Vertical Earth Pressure	• Overall Stability	1.00	N/A
	• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	• Rigid Frames	1.35	0.90
	• Flexible Buried Structures		
	○ Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations	1.5	0.9
	○ Thermoplastic culverts	1.3	0.9
○ All others	1.95	0.9	
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75	

**Tabla C-8: Pesos de los materiales para la propuesta a diseñar, extraída del informe final del Puente Paso Caballos**

MATERIAL	PESO UNITARIO T/m <sup>3</sup>	PESO UNITARIO Kg/m <sup>3</sup>
Concreto Reforzado	2,4	2405,04
Concreto Simple	2,2	2204,62
Concreto Asfáltico	2,2	2204,62
Acero	7,85	7866,485
Suelo de relleno f = 30 <sup>º</sup>	1,8	1803,78

**Tabla C-9 Factores de presencia múltiple, extraída de la AASHTO-LRFD 2012 sección 3.6.1.1.2-1**

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

**Tabla C-10 Incremento por carga dinámica, extraída de la AASHTO-LRFD 2012**

Componente	<i>IM</i>
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%

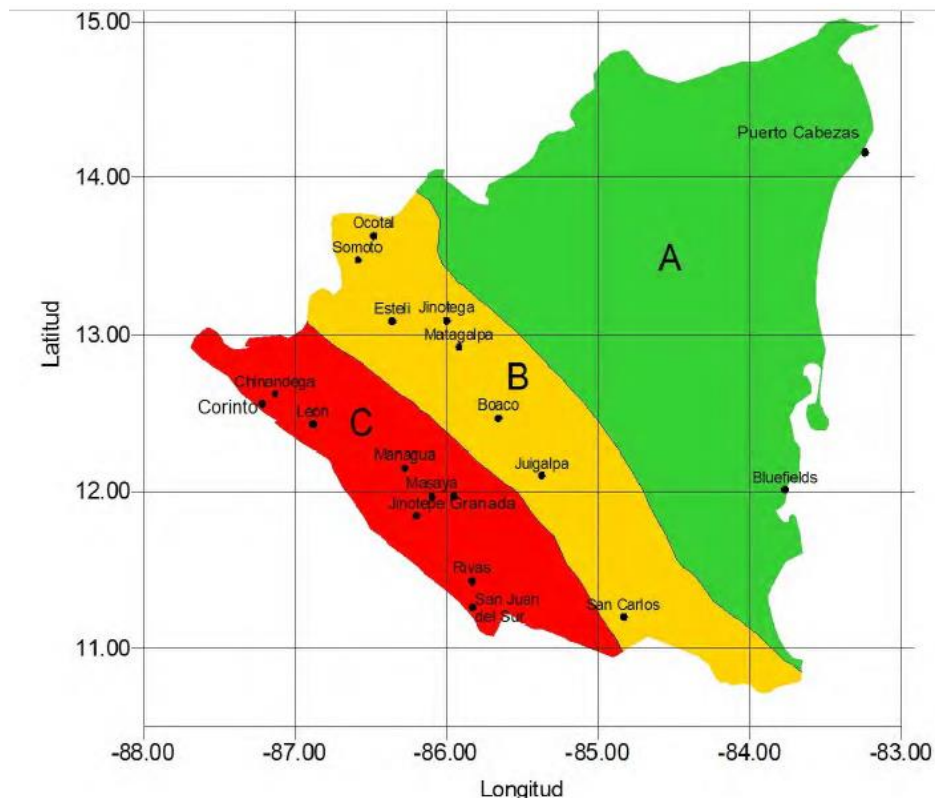
**Tabla C-11 Velocidades de viento, extraída de la AASHTO-LRFD 2012 sección 3.8.1.1-2**

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
$V_o$ (km/h)	13,2	17,6	19,3
$Z_o$ (mm)	70	1000	2500

**Tabla C-12 presiones básicas  $P_B$ , extraída de la AASHTO-LRDF 2012**

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

**Figura C-1: Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua, extraída del RNC-07, capítulo III**



**Tabla C-13: Factores de amplificación por tipo de suelo, S, extraída del RNC-07, capítulo III**

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

**Figura C-2: Mapa de isoaceleraciones  $a_0$ , extraída del RNC-07, anexo C**

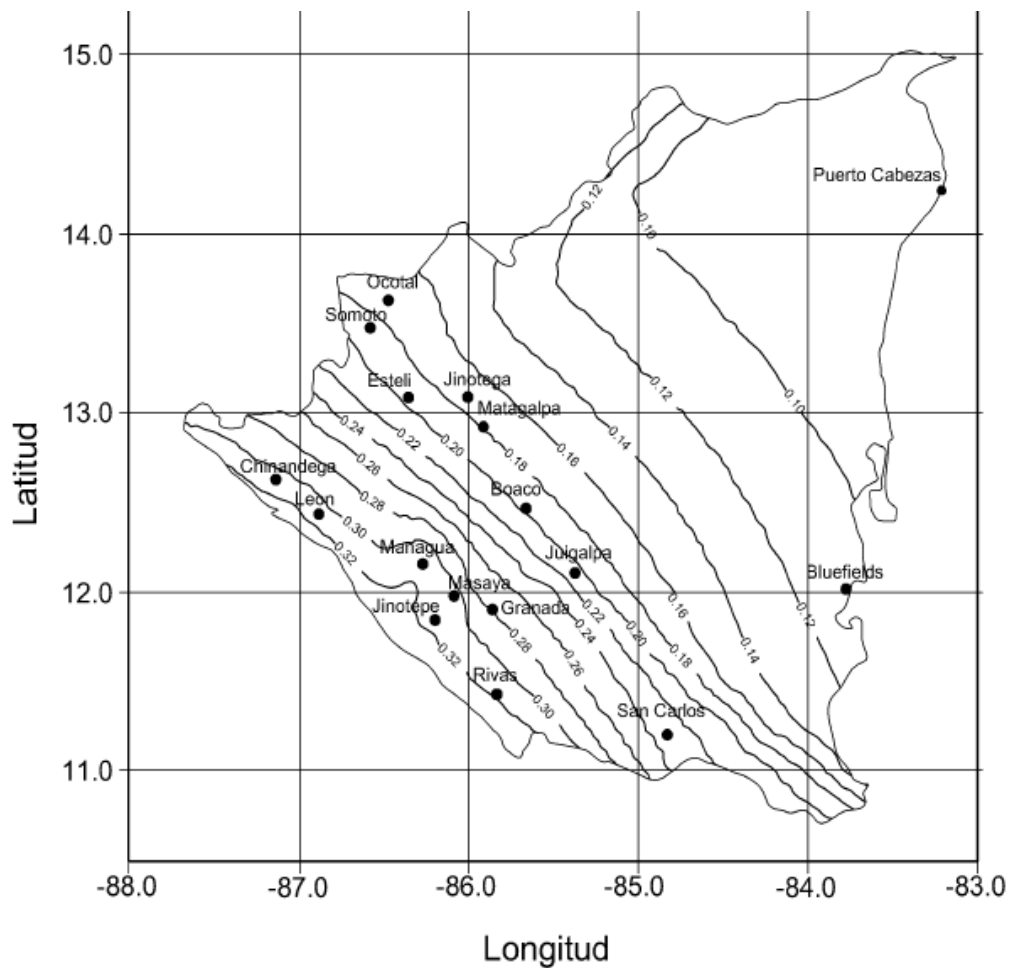


Figura C-3: Estructura del espectro de diseño para Nicaragua, extraída del RNC-07, capítulo III



Tabla C-14: Categorías de diseño sísmico, extraída de la normativa AASHTO LRFD seismic bridge design 2011, sección 3.5

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

**Figura C-4: Diagrama de flujo básico para las categorías de diseño SDC, extraída de la normativa AASHTO LRFD seismic bridge design 2011, sección 3.5**

