

UNIVERSIDAD NACIONAL
“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Escuela Académica profesional de Ingeniería Civil

**“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE
UN PUENTE CONTINUO CON VIGAS
POSTENSADAS TIPO CAJÓN CON AISLADORES Y
SIN AISLADORES SÍSMICOS UBICADO EN LA
CIUDAD DE LIMA”**

TESIS

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

HUGO ESTANISLAU VALENZUELA TORRE

Asesor: MAGISTER ING. OSCAR FREDY ALVA VILLACORTA

Huaraz – Perú

2023





UNIVERSIDAD NACIONAL
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



REGISTRO	
LIBRO	FOLIO
01	310

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 306

En la ciudad de Huaraz, al (a los) 19 día (s) del mes de

DICIEMBRE del DOS MIL VEINTITRES, siendo las 16:10 horas, se reunieron el Jurado Evaluador integrado por:

- PRESIDENTE : Ing. FELISMERO SALINAS FERNÁNDEZ
- PRIMER MIEMBRO : Dr. REYNALDO MELQUIADES REYES ROQUE
- SEGUNDO MIEMBRO : Dr. JAIME WALTER BLAS CANO

Para proceder al Acto de Sustentación para optar el Título Profesional de INGENIERO(A) CIVIL, bajo la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional, del (de la) Bachiller

HUGO ESTANISLAU VALENZUELA TORRE

(de la Tesis) - (del Trabajo de suficiencia profesional) titulada:

"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN PUENTE CONTINUO CON VIGAS POSTENSADAS TIPO CAJÓN CON AISLADORES Y SIN AISLADORES SÍSMICOS UBICADO EN LA CIUDAD DE LIMA".

desarrollada bajo el asesoramiento de:

- ASESOR : Mag. OSCAR FREDY ALVA VILLACORTA
- CO - ASESOR : -----

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil; se procedió a recepcionar la exposición del aspirante; luego de las interrogantes, objeciones y aclaraciones y su absolución, el Jurado Evaluador determinó la calificación de:

APROBADO — — —

Siendo las 17:50 horas del mismo día, se dio por concluido el Acto de Sustentación, firmando la presente por triplicado, en señal de conformidad.

 PRESIDENTE
 Ing. FELISMERO SALINAS FERNÁNDEZ

 PRIMER MIEMBRO
 Dr. REYNALDO MELQUIADES REYES ROQUE

 SEGUNDO MIEMBRO
 Dr. JAIME WALTER BLAS CANO

 ASESOR
 Mag. OSCAR FREDY ALVA VILLACORTA

 CO - ASESOR

 SUSTENTANTE
 HUGO ESTANISLAU VALENZUELA TORRE



Anexo de la R.C.U N° 126 -2022 -UNASAM
ANEXO 1
INFORME DE SIMILITUD.

El que suscribe (asesor) del trabajo de investigación titulado:

Comparación de la respuesta sísmica de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ubicado en la ciudad de Lima

Presentado por: **Bachiller Valenzuela Torre, Hugo Estanislau**

con DNI N°: **80129481**

para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Informo que el documento del trabajo anteriormente indicado ha sido sometido a revisión, mediante la plataforma de evaluación de similitud, conforme al Artículo 11° del presente reglamento y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de : **22 %** de similitud.

Evaluación y acciones del reporte de similitud de los trabajos de los estudiantes/ tesis de pre grado (Art. 11, inc. 1).

Porcentaje			
Trabajos de estudiantes	Tesis de pregrado	Evaluación y acciones	Seleccione donde corresponda
Del 1 al 30%	Del 1 al 25%	Esta dentro del rango aceptable de similitud y podrá pasar al siguiente paso según sea el caso.	<input checked="" type="radio"/>
Del 31 al 50%	Del 26 al 50%	Se debe devolver al estudiante o egresado para las correcciones con las sugerencias que amerita y que se presente nuevamente el trabajo.	<input type="radio"/>
Mayores a 51%	Mayores a 51%	El docente o asesor que es el responsable de la revisión del documento emite un informe y el autor recibe una observación en un primer momento y si persistiese el trabajo es invalidado.	<input type="radio"/>

Por tanto, en mi condición de Asesor/ Jefe de Grados y Títulos de la EPG UNASAM/ Director o Editor responsable, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto la primera hoja del reporte del software anti-plagio.

Huaraz, **21/12/2023**



FIRMA
Apellidos y Nombres: **Alva Villacorta Oscar Fredy**

DNI N°: **31633343**

Se adjunta:

1. Reporte completo Generado por la plataforma de evaluación de similitud

DEDICATORIA

- ☞ A Dios Todopoderoso por ser mi guía, quien me ilumina en mi mente en todo momento de mi vida.

- ☞ A mis padres, Alfonso Valenzuela Vargas y a mi madre Natalia Torre Poma quienes me hicieron llegar en este mundo.

- ☞ A la vida, a la decisión, dedicación, la disciplina por permitirme llegar hasta aquí.

- ☞ A la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, en especial a la facultad de ingeniería civil y a todos los docentes de la FIC UNASAM.

HVT



AGRADECIMIENTO

- ☞ A Dios Todopoderoso por haberme creado en este mundo y por regalarme sus bendiciones en todo momento de mi vida.
- ☞ A mis padres: Alfonso Valenzuela Varvas y a mi madre en especial Natalia Torre Poma por haberme hecho llegar en este mundo tan maravilloso.
- ☞ A la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo UNASAM, en especial a la Facultad de Ingeniería Civil, y a los docentes por haberme preparado y formado como profesional en todo momento de la vida universitaria.
- ☞ Agradezco a la vida, a la luz natural y al mundo que me rodea en mi vida.
- ☞ Al ingeniero Oscar Fredy Alva Villacorta
- ☞ Al Dr. Ingeniero Jaime Walter Blas Cano
- ☞ Al Dr. Ingeniero Reynaldo Melquiades Reyes Roque
- ☞ Al ingeniero Fernando Miguel Arias Enríquez



INDICE GENERAL

1	PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION	7
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.2	SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	7
1.3	FORMULACION DEL PROBLEMA INVESTIGACION	9
1.4	OBJETIVOS.....	9
1.4.1	OBJETIVO GENERAL.....	9
1.4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
1.5	JUSTIFICACION E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION.....	10
1.6	HIPÓTESIS Y VARIABLES.....	12
1.6.1	HIPÓTESIS GENERAL.....	12
1.6.2	HIPÓTESIS ESPECIFICA.....	12
1.7	VARIABLES	12
1.7.1	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES	12
2	MARCO REFERENCIAL.....	13
2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	13
2.2	INVESTIGACIONES INTERNACIONALES	15
2.3	INVESTIGACIONES NACIONALES.....	16
3	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	18
3.1	PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACION	18
3.2	NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACION.....	19
3.3	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	19
3.4	LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN	19
3.5	CONTEXTO	20
3.6	UNIDAD DE ANÁLISIS, POBLACIÓN Y MUESTRA.....	21
3.6.1	POBLACIÓN.....	21
3.6.2	MUESTRA	21
3.6.3	UNIDAD DE ANÁLISIS	21
3.7	PLAN DE RECOLECCION DE DATOS E INFORMACIONES	22
3.8	PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS	24



3.9	TECNICAS E INSTRUMENTOS BIBLIOGRAFICOS Y NORMATIVAS	26
4	BASES TEORICAS.....	27
4.1	SISMOLOGÍA Y RIESGO SÍSMICO.....	27
4.1.1	LOS TERREMOTOS	27
4.1.2	DERIVA CONTINENTAL	28
4.1.3	PLACAS TECTÓNICAS	29
4.1.4	PRINCIPALES TIPOS DE PLACAS SEGÚN BULLARD	29
4.1.5	TIPOS DE LOS LÍMITES DE PLACAS	30
4.1.6	SUBDUCCIÓN:	31
4.1.7	ALGUNOS TERREMOTOS MÁS DESTRUCTIVOS EN EL MUNDO.....	33
4.1.8	ALGUNOS TERREMOTOS MÁS DESTRUCTIVOS EN EL PERÚ	40
4.2	CONCRETO PRESFORZADO.....	45
4.2.1	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS.....	46
4.2.2	CLASIFICACIÓN DE CONCRETO PRESFORZADO.....	48
4.2.3	COMPONENTES Y PROPIEDADES DEL CONCRETO PRESFORZADO ...	51
4.2.4	ETAPAS DE UN ELEMENTO PRESFORZADO	54
4.2.5	ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO.....	57
4.2.6	ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL PRESFUERZO	59
4.2.7	DEFLEXIONES	60
4.2.8	PÉRDIDAS DE PRESFUERZO	61
4.2.9	MÉTODOS DE VERIFICACIONES EN EL DISEÑO DEL CONCRETO PRESFORZADO	64
4.3	PUENTES	66
4.3.1	PARTES DEL PUENTE	66
4.3.2	CATEGORÍA E IMPORTANCIA PARA FINES DEL DISEÑO SÍSMICO.....	67
4.3.3	CLASIFICACIÓN DE PUENTES	68
4.3.4	FALLAS EN PUENTES	68
4.4	DISPOSITIVOS DE APOYO:.....	71
4.4.1	LONGITUD MÍNIMA DE LA CAJUELA EN LOS ESTRIBOS	71
5	MARCO TEORICO Y NORMATIVO	73



5.1 CARGAS.....	73
5.1.1 CARGA MUERTA (D_c)	73
5.1.2 CARGA POR SISMO	73
5.1.3 CARGA VIVA O CARGA MÓVIL (LL Y PL)	74
5.2 ESTUDIO SÍSMICO.....	76
5.2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES.....	77
5.2.2 FUNDAMENTOS PARA DETERMINACIÓN DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA Y ACELERACIÓN PICO DEL SUELO (PGA).....	78
5.2.3 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA AASHTO	82
5.2.4 COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICO ELÁSTICO	83
5.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES ELÁSTICOS E INELÁSTICOS	84
5.3.1 CURVA DE ESFUERZO DEFORMACIÓN DE CONCRETO Y ACERO	85
5.3.2 MODELO ESFUERZO DEFORMACIÓN DE CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO	86
5.3.3 MODELO DE LAS SECCIONES ELÁSTICO E INELÁSTICOS	88
5.4 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	95
5.5 PROPIEDADES GENERALES DEL ANÁLISIS SISMICO DE PUENTES	100
5.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN	100
5.5.2 EFECTO DE RESONANCIA	101
5.5.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN.....	101
5.5.4 COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS	102
5.6 METODOS DE ANÁLISIS SISMICOS DE PUENTES.....	103
5.7 INFLUENCIA DEL SISMO EN EL SISTEMA INELASTICO Y PROPIEDADES DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	107
5.7.1 DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES POR CAPACIDAD	107
5.7.2 DEMANDA VS CAPACIDAD.....	109
5.7.3 EL ESFUERZO Y DEFORMACIÓN EN UNA ESTRUCTURA NO LINEAL.....	109
5.7.4 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	110
5.7.5 NIVELES DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS EN LAS ESTRUCTURAS ..	111
5.7.6 INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍMICOS.....	113

5.8 GENERALIDADES EN UN SISTEMA DE VIBRACIÓN AMORTIGUADO EN SISMOS	115
5.8.1 AMORTIGUAMIENTO	115
5.8.2 EXCITACIÓN SÍSMICA.....	117
5.8.3 COMPORTAMIENTO DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD.....	117
5.8.4 SISTEMAS LINEALES AMORTIGUADOS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	118
5.9 SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO.....	121
5.9.1 FUNCIONES PRINCIPALES DE LOS AISLADORES SÍSMICOS	122
5.9.2 USO DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO	123
5.9.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	124
5.9.4 CARACTERÍSTICAS EN UNA ESTRUCTURA AISLADA	125
5.9.5 TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS.....	125
5.9.6 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO	128
5.9.7 ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AISLAMIENTO EN LA BASE.....	129
5.9.8 TEORÍA LINEAL Y LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	130
5.9.9 DESPLAZAMIENTO LATERAL CONSIDERADO PARA EL DISEÑO	133
6 MODELAMIENTO Y ESTRUCTURACION DEL PUENTE.....	136
6.1 DESCRIPCION GENERAL DEL PUENTE.....	136
6.1.1 PROPIEDAD Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	137
6.1.2 FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES	138
6.2 ESPECTROS DE RESPUESTA.....	142
6.2.1 ZONA SÍSMICA Y CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO.....	142
6.3 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO ELÁSTICO	143
6.4 ASIGNACIÓN Y UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS (HINGES).....	146
6.4.1 LONGITUD DE LA PLASTIFICACIÓN EN LAS COLUMNAS	146
6.5 CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS VIGAS POSTENSADAS	147
6.6 DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS.....	162
6.6.1 CÁLCULOS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS (HDR) Y (LRB)	163

6.6.2 DISEÑO PRELIMINAR DEL AISLADOR SÍSMICO DE NÚCLEO DE PLOMO	168
6.6.3 DISEÑO DEL AISLADOR SISMICO DE NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	169
6.6.1 DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS DE CAUCHO LAMINADO DE ALTA AMORTIGUACIÓN (HDR)	174
7 ANALISIS Y DETERMINACION DE LAS RESPUESTAS SISMICAS	181
7.1 CONCIDERACIONES GERNEALES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE PUENTE	181
7.2 PASOS QUE SE REALIZARON EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DEL PUENTE.....	183
7.3 RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR.....	188
7.3.1 DEMANDA VER SU CAPACIDAD DEL PUENTE SIN AISLAR.....	189
7.3.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR.....	189
7.3.3 MOMENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLADOR SÍSMICO	190
7.3.4 CORTANTES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR	191
7.3.5 FUERZAS AXIALES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR	191
7.3.6 CAPACIDAD MÁXIMA VER SU DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL PUENTE SIN AISLAR	192
7.3.7 FUERZAS LATERALES, PERIODOS Y FRECUENCIAS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLADOR SÍSMICO	192
7.3.8 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SIN AISLAR.....	193
7.3.9 DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PASOS (ESTEPS) DEL PUENTE SIN AISLAR	193
7.3.10 VERIFICACIÓN POR DESPLAZAMIENTOS DEL PUENTE SIN AISLAR.....	196
7.4 RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SISMICAMENTE AISLADOS CON ELASTOMEROS (HDR).....	199
7.4.1 DEMANDA VER SU CAPACIDAD DEL PUENTE SISMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMEROS	200
7.4.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR).....	200
7.4.3 MOMENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	201



7.4.4 CORTANTES MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMEROS (HDR)	202
7.4.5 FUERZAS AXIALES MÁXIMOS EN EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	202
7.4.6 CAPACIDAD MÁXIMA VS SU DESPLAZAMIENTO MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR).....	203
7.4.7 FUERZAS LATERALES, PERIODOS Y FRECUENCIAS MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMEROS (HDR).....	203
7.4.8 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	204
7.4.9 DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PASOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	204
7.4.10 VERIFICACIÓN POR DESPLAZAMIENTOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	207
7.5 RESPUESTAS SISMICAS DEL PUENTE SISMICAMENTE AISLADOS CON NUCLEO DE PLOMO (LBR).....	213
7.5.1 DEMANDA VER SU CAPACIDAD DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	213
7.5.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	214
7.5.3 MOMENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO	214
7.5.4 CORTANTES MÁXIMOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO	215
7.5.5 FUERZAS AXIALES MÁXIMOS EN EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO.....	216
7.5.6 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMA VS SUS MÁXIMOS CAPACIDAD DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	216
7.5.7 FUERZAS, PERIODOS Y FRECUENCIAS MÁXIMAS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	217
7.5.8 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	217
7.5.9 DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PASOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	218



7.5.10	VERIFICACIÓN POR DESPLAZAMIENTOS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LBR)	221
8	COMPARACION DE LAS RESPUESTAS SISMICAS	226
8.1	COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SISMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	227
8.1.1	COMPARACIÓN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	227
8.1.2	COMPARACIÓN DE LOS CORTANTES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLADORES SÍSMICOS CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	228
8.1.3	COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS AXIALES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMERO (HDR)	229
8.1.4	COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	230
8.1.5	COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)	231
8.1.6	COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON AISLADORES (HDR)	233
8.2	COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SISMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SISMICAMENTE AISLADOS CON (LBR).....	233
8.2.1	COMPARACIÓN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).....	233
8.2.2	COMPARACIÓN DE LOS CORTANTES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE CON AISLADORES SÍSMICOS DE NÚCLEO DE PLOMO	235
8.2.3	COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS AXIALES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLADORES SÍSMICOS CON EL PUENTE CON AISLADORES SÍSMICOS DE NÚCLEO DE PLOMO	236
8.2.4	COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS NÚCLEO DE PLOMO	237



8.2.5 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES MÁXIMOS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO	238
8.2.6 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SIN AISLADOR SÍSMICO CON EL PUENTE CON AISLADORES SÍSMICOS DE NÚCLEO DE PLOMO (LRB).....	239
8.3 COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SISMICAS MAXIMAS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	240
8.3.1 COMPARACIÓN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	240
8.3.2 COMPARACIÓN DE LOS CORTANTES MÁXIMOS TRANSVERSALES EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE.....	248
8.3.3 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS AXIALES MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	253
8.3.4 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	259
8.3.5 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	263
8.3.6 COMPARACIÓN DE LOS PERIODOS MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	264
8.3.7 COMPARACIÓN DE LAS FRECUENCIAS MÁXIMOS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE	265
8.4 CUADRO DE RESUMEN GENERAL DE LAS COMPARACIONES EN PROMEDIO DE LAS RESPUESTAS SISMICAS DEL PUENTE	267
8.5 CUADRO DE RESUMEN DE LAS AREAS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS...	268
8.6 CUADRO DE RESUMEN DE LAS COMPARACIONES DEL AREAS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS	268
9 CONCLUSIONES	270
10 RECOMENDACIONES.....	275
11 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	277
12 ANEXOS	314



CONTENIDO DE IMÁGENES

Imagen N° 1: Mapa mundial de peligro sísmico	7
Imagen N° 2: Liberación de energía de un sismo	27
Imagen N° 3: Deriva continental	28
Imagen N° 4: Límites de placas	31
Imagen N° 5: Detalles de la zona de subducción	32
Imagen N° 6: Anillo del juego o cinturón del juego	33
Imagen N° 7: Terremoto en Chile (Valdivia) 1960	34
Imagen N° 8: Terremoto Estados Unidos (Alaska) 1964	34
Imagen N° 9: Terremoto en Indonesia (Sumatra) 2004	35
Imagen N° 10: Terremoto de Mar de Chile (Valparaíso) 2010	36
Imagen N° 11: Terremoto en Japón (Kobe) 1995	38
Imagen N° 12: Terremoto en Haití 2010	39
Imagen N° 13: Terremoto Ancash de (Huaraz) 1970	40
Imagen N° 14: Terremoto Ancash de (Huaraz) 1970	41
Imagen N° 15: Sismo de Lima 1966	42
Imagen N° 16: Sismo de Ica (Pisco) 2007	45
Imagen N° 17: Torón utilizado en concreto Presforzado	53
Imagen N° 18: Sismo de Kobe de 1995	69
Imagen N° 19: Colapso de puente a causa de terremoto de San Fernando 1971	70
Imagen N° 20: Mapas de Isoaceleración espectrales	80
Imagen N° 21: Mapas de Isoaceleración espectrales	80
Imagen N° 22: Las cuatro zonas sísmicas del Perú	81
Imagen N° 23: Falla de puente	109
Imagen N° 24: Puente de Bahía	124
Imagen N° 25: Elastómero de caucho laminado de alta resistencia	126
Imagen N° 26: Aislador de núcleo plomo de marca Bridgestone	126
Imagen N° 27: Aisladores de núcleo de plomo	127
Imagen N° 28: Aisladores sísmicos de forma circular	127

Imagen N° 29: Aisladores sísmicos de forma circular	127
Imagen N° 30: Aislador péndulo friccionales (FPS).....	128
Imagen N° 31: Desplazamiento horizontal del sistemas de aislación	129
Imagen N° 32: Patrones de cargas	138
Imagen N° 33: Definiendo las cargas de la barandas	139
Imagen N° 34: Definiendo las cargas del asfalto	139
Imagen N° 35: Definiendo las cargas de las veredas	140
Imagen N° 36: Definiendo las cargas peatonales	140
Imagen N° 37: Verificación del desplazamiento del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)	174
Imagen N° 38: Aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)	174
Imagen N° 39: Modelo del aislador sísmico elastómero (HDR)	180
Imagen N° 40: Elastómero (HDR) de caucho laminado con acero de alta resistencia	180
Imagen N° 41: Procedimiento de métodos de análisis del puente continuo	185
Imagen N° 42: Desplazamiento y comportamiento del primer apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.08422 m.....	194
Imagen N° 43: Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°37 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.05878 m.....	195
Imagen N° 44: Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.08203 m.....	195
Imagen N° 45: Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar con un desplazamiento de 0.23462 m.	197
Imagen N° 46: Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar con un desplazamiento de -0.2287 m.	198

- Imagen N° 47:** Desplazamiento máximo en el eje transversal (Y) del puente sin aislar con un desplazamiento máximo de 0.12592 m..... 198
- Imagen N° 48:** Desplazamiento máximo en el eje transversal (Y) del puente sin aislar con un desplazamiento máximo de -0.1246 m..... 199
- Imagen N° 49:** Desplazamiento y comportamiento del primer apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°49 (STEP) del puente sísmicamente aislados con (HDR), con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.12773 m. 205
- Imagen N° 50:** Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje transversal (Y) del paso N°42 (STEP) del puente sísmicamente aislados con elastómeros, con rotulación en zona de ocupación inmediata y seguridad de vida con un desplazamiento de -0.0520 m. 206
- Imagen N° 51:** Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°39 (STEP) del puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR), con rotulación en zona de seguridad de vida con desplazamiento de 0.09903 m..... 206
- Imagen N° 52:** Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sísmicamente aislados con elastómeros, rotulación en zona de prevención de colapso con desplazamiento de 0.12992 m... 207
- Imagen N° 53:** Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (HDR) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.5012 m en el primer apoyo intermedio. 210
- Imagen N° 54:** Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (HDR) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.5012 m en el segundo apoyo intermedio..... 210
- Imagen N° 55:** Desplazamiento máximo de la subestructura en el eje longitudinal (X) del puente por debajo de los aisladores sísmicos (HDR) del

	primer apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de 0.2216 m.....	211
Imagen N° 56:	Desplazamiento máximo de la subestructura en el eje longitudinal (X) del puente por debajo de los aisladores sísmicos (HDR) del segundo apoyo intermedio) con un desplazamiento máximo de 0.2216 m.....	212
Imagen N°57:	Desplazamiento y comportamiento en el segundo apoyo intermedio del sismo transversal (Y) del paso N°51 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en ocupación inmediata con un desplazamiento de -0.05291 m.....	219
Imagen N° 58:	Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°28 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en zona de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.19274 m.....	220
Imagen N° 59:	Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°49 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.32181 m.....	220
Imagen N° 60:	Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (LRB) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.4874 m en el primer apoyo intermedio.	222
Imagen N° 61:	Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (LRB) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.4874 m en el segundo apoyo intermedio.....	223
Imagen N° 62:	Desplazamiento máximo en la subestructura del eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por debajo del aislador sísmico del primer apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de -1.393 cm.	224

Imagen N° 63: Desplazamiento máximo en la subestructura del eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por debajo del aislador sísmico del segundo apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de -1.393 cm. 224

Imagen N° 64: Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por encima del aislador sísmico en el apoyo intermedio con un desplazamiento de -0.4954 m..... 225

CONTENIDO DE FIGURAS

Figura N° 1: Diseño comparativo de la investigación	19
Figura N° 2: Deformación y agrietamiento en vigas reforzadas y presforzadas	46
Figura N° 3: Concreto Pretensado	49
Figura N° 4: Elementos Postensados	51
Figura N° 5: Esfuerzos de flexión en una viga en la sección simple y en la sección compuesta	57
Figura N° 6: Dimensiones para requerimiento mínimo de soporte	72
Figura N° 7: Camión de Diseño (LL)	74
Figura N° 8: Tándem de Diseño (Td)	75
Figura N° 9: Carga de Carril de Diseño	75
Figura N° 10: Diseño de espectro de respuesta	84
Figura N° 11: Propiedad de los materiales elásticos e inelásticos	85
Figura N° 12: Curva de esfuerzo deformación de concreto y acero	86
Figura N° 13: Modelo esfuerzo deformación de concreto confinado y no confinado	87
Figura N° 14: Rigidez vs la ductilidad	97
Figura N° 15: Diagrama de momento curvatura (M - ϕ)	98
Figura N° 16: Los efectos de P- Δ	99
Figura N° 17: Grafico Esfuerzo-Deformación de estructuras de concreto reforzado	110
Figura N° 18: Niveles de desempeño	112
Figura N° 19: Niveles de las respuestas sísmicas	112
Figura N° 20: Desplazamiento de un solo grado de libertad (SDOF)	118
Figura N° 21: Movimiento de un cuerpo con sistema de amortiguamiento	119
Figura N° 22: Sistema de aislamiento de un solo grado de libertad	130
Figura N° 23: Movimiento de un sistema amortiguado	131
Figura N° 24: Desplazamiento de un sistema de aislación	134
Figura N° 25: Modelo final del puente continuo	137
Figura N° 26: Modelo final del puente de estudio	141
Figura N° 27: Modelo final del puente en diferentes formas	141

Figura N° 28: Espectro de respuesta de diseño	142
Figura N° 29: Espectro de respuesta de sismo (MCE).....	142
Figura N° 30: Espectro de respuesta combinado con sistema de aislación sísmica	143
Figura N° 31: Espectro de respuesta de sismo de diseño, con aislación y MCE ..	143
Figura N° 32: Definiendo las rotulas plásticas en la parte superior e inferior de las columnas.....	146
Figura N° 33: Sección transversal de la superestructura del puente	147
Figura N° 34: Sección transversal simple de la viga interior	147
Figura N° 35: Sección transversal compuesta de la viga interior	148
Figura N° 36: Sección transversal de la viga exterior	148
Figura N° 37: Trayectoria del cable postensado.....	151
Figura N° 38: Trayectoria del cable postensado.....	159
Figura N° 39: Espectro de respuesta amortiguada	168
Figura N° 40: Aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB).....	173
Figura N° 41: Aislador sísmico de elastómero (HDR)	179
Figura N° 42: Identificación al sistema resistente al sismo.....	184
Figura N° 43: Aceleración del sismo de 1974	197
Figura N° 44: Sismo amplificado de 1974	208
Figura N° 45: Sismo amplificado de 1974	212
Figura N° 46: Sismo amplificado de 1974	221
Figura N° 47: Sismo amplificado de 1974.....	225
Figura N° 48: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).	241
Figura N° 49: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	241
Figura N° 50: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	241

Figura N° 51: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	242
Figura N° 52: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	242
Figura N° 53: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	242
Figura N° 54: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	243
Figura N° 55: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	244
Figura N° 56: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	244
Figura N° 57: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	244
Figura N° 58: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	245
Figura N° 59: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	245
Figura N° 60: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	246

Figura N° 61: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	246
Figura N° 62: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	247
Figura N° 63: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	247
Figura N° 64: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	247
Figura N° 65: Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	248
Figura N° 66: Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	249
Figura N° 67: Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	249
Figura N° 68: Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	249
Figura N° 69: Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	250
Figura N° 70: Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	250

Figura N° 71: Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	250
Figura N° 72: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	251
Figura N° 73: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	252
Figura N° 74: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	252
Figura N° 75: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	252
Figura N° 76: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	253
Figura N° 77: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo de plomo.	253
Figura N° 78: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	254
Figura N° 79: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	254
Figura N° 80: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	255

Figura N° 81: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	255
Figura N° 82: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	255
Figura N° 83: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	256
Figura N° 84: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	257
Figura N° 85: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	257
Figura N° 86: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	257
Figura N° 87: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	258
Figura N° 88: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	258
Figura N° 89: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	258
Figura N° 90: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	259

Figura N° 91: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	260
Figura N° 92: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	260
Figura N° 93: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	260
Figura N° 94: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	261
Figura N° 95: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	262
Figura N° 96: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	262
Figura N° 97: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	262
Figura N° 98: Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	263
Figura N° 99: Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	264
Figura N° 100: Comparación de los periodos máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.	265

Figura N° 101: Comparación de los periodos máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.265

Figura N° 102: Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.266

Figura N° 103: Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.266



CONTENIDO DE TABLAS

Tabla N° 1: Esfuerzos permisibles en el concreto	57
Tabla N° 2: Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación	58
Tabla N° 3: Límites de Esfuerzos para los tendones presforzados	58
Tabla N° 4: Longitud mínima de los apoyos entre la losa y los estribos	71
Tabla N° 5: Factores de Presencia Múltiple por número de vías	76
Tabla N° 6: Clases de sitio y tipos de suelo	78
Tabla N° 7: Coeficiente de Sitio Fpga	79
Tabla N° 8: Coeficientes de Sitio Fa	79
Tabla N° 9: Coeficientes de Sitio, Fv	79
Tabla N° 10: Zonas Sísmicas	82
Tabla N° 11: Intensidad de los movimientos sísmicos	115
Tabla N° 12: Factores del amortiguamiento	135
Tabla N° 13: Propiedades de los materiales	137
Tabla N° 14: Factores de cargas y combinaciones de amplificación	138
Tabla N° 15: Parámetros de espectro de diseño de Lima Metropolitana	144
Tabla N° 16: Espectro de aceleración para sismo MCE	145
Tabla N° 17: Propiedades de la sección transversal de la viga interior simple	147
Tabla N° 18: Propiedades de la sección transversal de la viga interior compuesta	148
Tabla N° 19: Momentos y cortantes máximos de la carga viva	150
Tabla N° 20: Esfuerzos en servicio de la viga longitudinal	155
Tabla N° 21: Esfuerzos en servicio III de la viga postensado	156
Tabla N° 22: Características del aislador de núcleo de plomo	173
Tabla N° 23: Características del aislador neopreno (HDR)	178
Tabla N° 24: Demanda ver su capacidad del puente sin aislar	189
Tabla N° 25: Desplazamientos máximos en la superestructura y en subestructura del puente sin aislar.	189
Tabla N° 26: Momentos máximos inferiores en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar.	190

Tabla N° 27: Momentos máximos superiores en las columnas en el eje transversal (Y) del puente sin aislar.....	190
Tabla N° 28: Cortantes máximos en las columnas en el eje transversal y en el eje longitudinal del puente sin aislar.....	191
Tabla N° 29: Fuerzas axiales máximos inferiores y superiores en las columnas en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar.....	191
Tabla N° 30: Capacidad máxima vs la demanda máxima según la curva de PUSHOVER del puente sin aislar.	192
Tabla N° 31: Fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sin aislar.	192
Tabla N° 32: Demanda ver su capacidad del puente sísmicamente aislados con (HDR)	200
Tabla N° 33: Desplazamientos máximos en la superestructura y en la subestructura del puente sísmicamente aislados con (HDR).	200
Tabla N° 34: Momentos máximos inferiores en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (HDR).	201
Tabla N° 35: Momentos máximos superiores en las columnas en el eje transversal (Y) del puente sísmicamente aislados con (HDR).....	201
Tabla N° 36: Cortantes máximos en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (HDR). ...	202
Tabla N° 37: Fuerzas axiales máximos inferiores y superiores en las columnas en el eje longitudinal (Y) del puente sísmicamente aislados con (HDR).	202
Tabla N° 38: Capacidad ver su desplazamientos máximos en el puente sísmicamente aislados con (HDR).	203
Tabla N° 39: fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sísmicamente aislados con (HDR).	204
Tabla N° 40: Demanda ver su capacidades del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).....	213

Tabla N° 41: Desplazamientos máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo.	214
Tabla N° 42: Momentos máximos inferiores en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).....	214
Tabla N° 43: Momentos máximos superiores en las columnas en el eje transversal (Y) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).	215
Tabla N° 44: Cortantes máximos en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).	215
Tabla N° 45: Fuerzas axiales máximos inferiores y superiores en las columnas en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo.	216
Tabla N° 46: Capacidades máximas ver su desplazamientos máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).....	217
Tabla N° 47: Fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).....	217
Tabla N° 48: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR).	227
Tabla N° 49: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.	228
Tabla N° 50. Comparación de los momentos máximos transversales superiores del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	228
Tabla N° 51: Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	229



Tabla N° 52: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	229
Tabla N° 53: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.	230
Tabla N° 54: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	230
Tabla N° 55: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.	231
Tabla N° 56: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.	231
Tabla N° 57: Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	232
Tabla N° 58: Comparación de los periodos máximos del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.	232
Tabla N° 59: Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico con el puente sísmicamente aislados con neoprenos.....	232
Tabla N° 60: Comparación del comportamiento estructural del sin aislar con el puente con sistema de aislación (HDR) y (LRB).....	233
Tabla N° 61: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	234
Tabla N° 62: Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	234



Tabla N° 63: Comparación de los momentos máximos transversales (Y) superiores del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	234
Tabla N° 64: Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.	235
Tabla N° 65: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.	235
Tabla N° 66: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	236
Tabla N° 67: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	236
Tabla N° 68: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	237
Tabla N° 69: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.....	237
Tabla N° 70: Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.	238
Tabla N° 71: Comparación de los periodos máximos del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.	238
Tabla N° 72: Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo.	239
Tabla N° 73: Comparación del comportamiento estructural de puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR).....	239

Tabla N° 74: Momentos máximos inferiores transversales (Y) en las columnas del puente sin aislador sísmico y del puente sísmicamente aislados con neoprenos y de núcleo de plomo.....	240
Tabla N° 75: Momentos máximos inferiores longitudinales (X) en las columnas del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	243
Tabla N° 76: Momentos máximos superiores transversales (Y) en las columnas del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	245
Tabla N° 77: Cortantes máximos transversales (Y) en las columnas del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.	248
Tabla N° 78: Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) en las columnas del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	251
Tabla N° 79: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	253
Tabla N° 80: Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores del puente sin aislar y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	256
Tabla N° 81: Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	259
Tabla N° 82: Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.....	261
Tabla N° 83: Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.	263

Tabla N° 84: Comparación de los periodos máximos del puente sin aislador y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo...264
Tabla N° 85: Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos neoprenos y de núcleo de plomo.265
Tabla N° 86: Comparación de las secciones y aceros de refuerzo longitudinal267
Tabla N° 87: Resumen de áreas de la sección y aceros de refuerzo longitudinal .268
Tabla N° 88: Comparación de las secciones y aceros de refuerzo longitudinal268



RESUMEN

En la presente Tesis, se determinaron y compararon las respuestas sísmicas de un puente continuo con vigas principales longitudinales postensadas tipo cajón, sin aisladores sísmicos y con sistema de aislamiento sísmico elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB). Ubicado en la ciudad de Lima – Perú. Para un sismo de diseño y máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE), aplicado las Normas AASHTO LRFD 2012, 2014 y ASCE/SEI/7/16. Empleando método de análisis por capacidad ($D/C \leq 1.0$) conocido como análisis estático no lineal “PUSHOVER”; dicho puente continuo consta de tres tramos, dos vías; incluido las veredas y bermas. Con dos apoyos intermedios (BENTS) y estos conformado por tres fustes circulares (columnas), que se consideran empotradas en el suelo y considerando la importancia como puente Crítico.

Los desplazamientos máximos en la superestructura del puente sin aislar, es menor que el puente con sistema de aislamiento sísmico (HDR) y (LRB). Debido a la disipación de energía en los aisladores sísmicos, estos tienden a deformarse horizontalmente. Con respecto el momento máximo del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) la reducción en promedio es 93 % menos. Con respecto al momento máximo del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) la reducción en promedio es 95 % menos. Y las fuerzas cortantes se reducen con sistema de aislación sísmica en un promedio de 93 % con respecto del puente sin aislar. Al incorporar en el puente el sistema de aislamiento sísmico, se obtienen los momentos y fuerzas cortantes máximos reducidos, en consecuencia, se reducen las dimensiones y la cantidad del acero de refuerzo en las columnas.

Palabra clave: Puente continuo, respuestas sísmicas, análisis no lineal estático PUSHOVER, aisladores sísmicos y pilas (BENTS).

SUMMARY

In the present Thesis, the seismic responses of a continuous bridge with post-tensioned longitudinal main beam beams, without seismic insulators and with elastomeric seismic isolation system (HDR) and lead core (LRB) were determined and compared. Located in the city of Lima - Peru. For an expected maximum credible earthquake MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE), applied AASHTO Standards LRFD 2012, 2014 and ASCE / SEI / 7/16. Using capacity analysis method ($D / C \leq 1.0$) known as static nonlinear analysis "PUSHOVER"; said continuous bridge consists of three sections, two ways; including sidewalks and berms. With two intermediate supports (BENTS) and these conformed by three circular shafts (columns), which is considered embedded in the ground and considering the importance as a Critical bridge.

The maximum displacements in the superstructure of the uninsulated bridge is smaller than the bridge with seismic isolation system (HDR) and (LRB). Due to the dissipation of energy in seismic insulators, they tend to deform horizontally. With respect to the maximum moment of the uninsulated bridge with the bridge with elastomeric seismic insulators (HDR) the reduction is 93%. With respect to the maximum moment of the bridge without insulating with the bridge with seismic insulators lead core (LRB) the reduction is 95%. And the shear forces are reduced with an earthquake isolation system by an average of 93% with respect to the uninsulated bridge. By incorporating the seismic isolation system into the bridge, the maximum reduced moments and shear forces are obtained, consequently, the dimensions and the amount of reinforcing steel in the columns are reduced.

Keyword: Continuous bridge, seismic responses, static nonlinear PUSHOVER analysis, seismic isolators and (BENTS).

INTRODUCCIÓN

Debido a la alta amenaza sísmica en el Perú. Es necesario desarrollar y disponer de mejores conocimientos y aplicaciones para mejorar el comportamiento sísmico de un puente continuo ante la ocurrencia de un terremoto destructivo, con la finalidad de mitigar desgracias catastróficas en el país y dando así seguridad a la población en general. Las construcciones de puentes en zonas sísmicas como en la ciudad de Lima y en resto del país se incrementan a diario, en consecuencia, la seguridad estructural de un puente continuo tiene un valor muy fundamental en nuestro desarrollo. La razón fundamental para mitigar este problema es realizar estudios de investigaciones en puentes continuos con sistema de aislamiento sísmico, usar métodos de diseño sísmico por capacidad, la disipación de energía se verá reflejados en las respuestas sísmicas de un puente continuo, reduciendo las fuerzas laterales, momentos flectores, aumentando períodos en los puentes continuos. Los puentes son estructuras esenciales para la comunicación después de la ocurrencia de un sismo; por esto urge la aplicación y el uso de los aisladores sísmicos y desarrollar mejores criterios de análisis y diseño sísmico de puentes. De modo que el puente no debe fallar ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado (MCE) no predecible. Esta investigación busca determinar las comparaciones de las respuestas sísmicas máximas de un puente continuo sin aislar y con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB) para un sismo máximo creíble esperado (MCE) o sismo de máxima intensidad por el método de análisis no lineal estático Pushover. Esta investigación consta de ocho Capítulos:

- ✓ El primer capítulo hace referencia al planteamiento de la investigación.
- ✓ El segundo capítulo contiene el marco referencial, las Tesis Nacionales e internacionales

- ✓ El tercer capítulo contiene la metodología de la investigación.
- ✓ El cuarto capítulo contiene bases teóricas de la sismología, de los elementos postensados y teorías de puentes.
- ✓ El quinto capítulo contiene el marco teórico y el aspecto normativo que consta de una serie de conceptos y teorías fundamentales de puentes continuos.
- ✓ El sexto capítulo contiene el modelamiento del puente en el programa CSIBRIDGE, diseño de los elementos postensados y diseño de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).
- ✓ El séptimo capítulo contiene análisis y diseño sísmico del puente y determinación de las respuestas sísmicas máximas del puente sin aislar y con sistema de aislamiento sísmico elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).
- ✓ El octavo capítulo contiene las comparaciones de las respuestas sísmicas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB). Para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE).

Finalmente, se concluye con las comparaciones de las respuestas sísmicas máximas obtenidas del puente sin aislar y con sistema de aislamiento sísmico elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB), conclusiones, recomendaciones y bibliografías.

DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Análisis no lineal: El análisis no lineal permite a diseñadores e ingenieros analizar de forma rápida y eficaz las tensiones y deformaciones en condiciones generales mientras crean el diseño con el fin de garantizar unos niveles altos de calidad, rendimiento y seguridad. (J. Chancha 2018 p. 62).

Colapso: Cambio significativo de la geometría del puente hace que éste ya no sea apto para su uso. (AASHTO, 2007 1.2).

Comportamiento elástico: Respuesta estructural en la cual la tensión es directamente proporcional a la deformación y al retirar la carga no queda deformación permanente. (AASHTO, 2007 4.2).

Diseño: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente. (AASHTO, 2007 1.2).

Elástico: Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original. (AASHTO, 2007 4.2).

Falla: Es la finalización de la capacidad de un elemento o de una estructura para desempeñar la función requerida. (J. Calavera 2005 p. 16).

HDR: (High Damping Rubber Bearing). Soporte de caucho de alto amortiguamiento (elastómeros). (Bridgestone seismic isolation product line-up, p. 05).

Histéresis: Fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento. (L. Tatiana 2016 p. 27).

Inelástico: Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante. (AASHTO, 2007 4.2).

LRB: (Lead Rubber Bearing). Soporte con núcleo de plomo. (Bridgestone seismic isolation product line-up, p. 05).

Pila: Parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura. (AASHTO, 2007 6.2).

Respuesta Lineal: Comportamiento estructural en el cual las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas. (AASHTO, 2007 4.2).

Respuesta No Lineal: Comportamiento estructural en el cual las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas. (AASHTO, 2007 4.2).

Rótula Plástica: Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica. Se usa para describir la deformación de una sección en una columna donde se produce la flexión. (R. Calcina 2017 p. 08).

Sistema de aislamiento sísmico: Conjunto de elementos estructurales que incluye los aisladores, así como todos los elementos que transfieren fuerzas entre elementos del sistema de aislamiento sísmico, como vigas, losas, capiteles y sus conexiones. (Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 4.12).

Sismo máximo considerado (SMC): Sismo cuyo efecto sísmico se define como 1,5 veces el del sismo de diseño especificado en la Norma Técnica E.030. Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. (Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 4.11).

Sismo máximo creíble esperado (MCE): Es el terremoto más grande concebible del movimiento del terreno, el cual podría afectar el área del proyecto. (Construcción de puentes sector Chilina p. 93).

CAPITULO I

1 PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

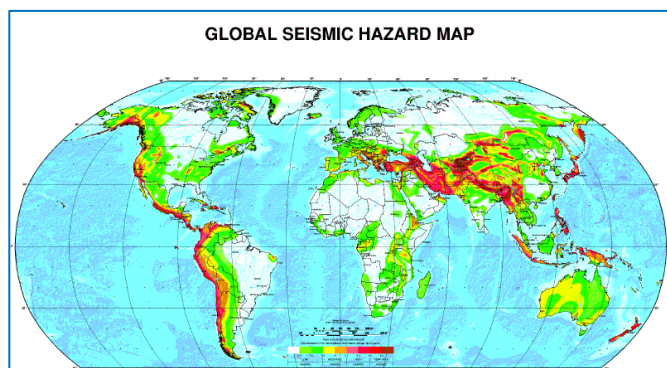
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Según el mapa mundial de peligro sísmico, el Perú está ubicado en una zona con amenaza sísmico alto. Debido a ello los movimientos sísmicos del suelo causaron gigantescas pérdidas de vidas humanas, económicas y materiales. En nuestro país estos fenómenos seguirán ocurriendo y destruyendo en el futuro, por ello en adelante se deben desarrollar diversos procedimientos, técnicas y métodos que mitiguen los efectos de sismos sobre los puentes y otras estructuras.

Imagen N° 1:

Mapa mundial de peligro sísmico



Fuente: *Global Seismic Hazard Map*

Perú es considerado uno de los países propensos a terremotos de grandes magnitudes e intensidades, es el país con una amenaza sísmica alta en el planeta, debido a su ubicación geográfica en el cinturón del fuego; donde se produce subducción de la Placa de Nazca y Placa Sudamericana; en nuestro país han ocurrido ya destrucción de ciertas ciudades importantes como: Arequipa, Lima, Huaraz, Chimbote, Nazca y Chincha, etc. Con saldos muy fatales de pérdidas económicas, materiales y miles de vidas humanas. Hoy en día, la técnica del uso del sistema de aislamiento sísmico es ampliamente usada en el mundo, el sistema de aislamiento absorbe la energía liberada del suelo, de modo que esa energía no llega directamente en una estructura sísmicamente aislada. Por tanto, el aislador sísmico produce un efecto de reducción de la demanda y aumenta la capacidad del desempeño sísmico de un puente continuo con un mejor comportamiento estructural y simultáneamente soporta el peso efectivo de la estructura.

Los puentes son estructuras fundamentales de gran importancia para el tránsito de la población en general, que permiten la integración vial y comunicación de las diferentes zonas entre las cuales existen obstáculos naturales o artificiales, por ello se deben diseñar para una funcionalidad continua, para eventos sísmicos de grandes intensidades, la estructura tenga menores daños posibles y que no colapse. Siendo el Perú un país altamente sísmico es indispensable diseñar los puentes continuos de manera segura que garanticen el funcionamiento y minimicen los riesgos ante un evento sísmico. Esto obliga a tomar las medidas preventivas y pertinentes, como la aplicación de métodos de diseño basado por desplazamientos, basado por capacidad y la implementación de aisladores sísmicos, ya que este tiene una gran propiedad de disipación de energía, el puente debe mantenerse en

funcionamiento después de ocurrido un terremoto, porque los puentes son elementos muy esenciales para la comunicación.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

✓ Problema general

¿Cuál serán las respuestas sísmicas de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima?

✓ Problema específico

¿Cuál serán los momentos y cortantes máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima?

¿Cuál serán los desplazamientos transversales y longitudinales máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima?

¿Cuál será el comportamiento estructural de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima?

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

- ✓ Comparar las respuestas sísmicas de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima.

1.4.2 Objetivos específicos

- ✓ Comparar los momentos y cortantes máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima.
- ✓ Comparar los desplazamientos transversales y longitudinales máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima.
- ✓ Comparar el comportamiento estructural de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores y sin aisladores sísmicos ante un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima.

1.5 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

La filosofía de diseño sismoresistente, tiene como objetivo que los puentes permanezcan funcionales y que sus componentes estructurales se comporten dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento sísmico moderado; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura. (Manual de Diseño de puentes MTC 2016, 1.4).

La presente investigación, generará y aumentará un conocimiento tecnológico en la ingeniería estructural, debido a que se incorporan los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB) y diseño sísmico de puentes continuos por capacidad.

Debido que nuestro país se ubica en una amenaza sísmica alta, es indispensable y necesario diseñar puentes continuos que poseen un comportamiento estructural óptimo ante

la ocurrencia de un sismo extraordinario. Por ello se deben implementar los aisladores sísmicos y usar los métodos de análisis y diseño sísmico por capacidad. Los puentes son elementos muy esenciales después de la ocurrencia de un terremoto y estos elementos deben permanecer en funcionamiento para libre tránsito de personas y vehículos. Los sismos son fenómenos naturales, que se generan a lo largo de toda la vida del planeta, estos fenómenos sísmicos son inevitables, seguirán ocurriendo en adelante causando y dejando saldos fatales de pérdidas materiales, económicas y de vidas humanas en todos los lugares donde se concentran la peligrosidad sísmica en cualquier parte del país y del mundo.

La importancia del estudio de las respuestas sísmicas de un puente continuo por el método de análisis no lineal estático PUSHOVER y el modelo CALTRANS, permite visualizar de manera directa y detallada el comportamiento estructural de sus elementos (columnas) ante la ocurrencia de un sismo futuro no predecible en un determinado lugar mediante el análisis y diseño sísmico de puentes continuos. Obteniendo así, el comportamiento estructural y las respuestas sísmicas máximas como los desplazamientos, momentos, cortantes y fuerzas axiales y determina la demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$), aplicado en un lugar determinado y asignado un sismo de estudio. En consecuencia, esto permite dimensionar y diseñar a los elementos estructurales del puente (columnas); con certeza como una estructura segura, adecuada y con un comportamiento óptimo, de modo que el componente estructural no falle ante un sismo máximo creíble esperado (MCE).

Para esta investigación en el diseño sísmico del puente sin aisladores se tomó un modelo circular para tener el mismo modelo de las columnas con los puentes sísmicamente aislados con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB) como un diseño elástico por ser un puente crítico.

1.6 HIPÓTESIS Y VARIABLES

1.6.1 Hipótesis general

- ✓ Las respuestas sísmicas de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores sísmicos es menor a las respuestas sísmicas del mismo puente sin aisladores sísmicos.

1.6.2 Hipótesis específica

- ✓ Los momentos y los cortantes máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores sísmicos es menor que los momentos y los cortantes máximos del mismo puente sin aisladores sísmicos.
- ✓ Los desplazamientos longitudinales y transversales máximos de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón con aisladores sísmicos es mayor que los desplazamientos longitudinales y transversales máximos del mismo puente sin aisladores sísmicos.
- ✓ El comportamiento estructural de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón es mejor con aisladores sísmicos que el mismo puente sin aisladores sísmicos.

1.7 VARIABLES

1.7.1 Identificación de variables

- ✓ **Variable independiente:** Aisladores sísmicos
Los elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB).
- ✓ **Variable dependiente:** Respuestas sísmicas; momentos, cortantes, desplazamientos y comportamiento estructural.
- ✓ **Variable interviniente:** Configuración estructural.

CAPITULO II

2 MARCO REFERENCIAL

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019, brinda las pautas necesarias para el planeamiento, análisis, procedimiento y diseño sísmoresistente de puentes carreteros. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del ingeniero estructural, en puentes utilizar los límites más estrictos o complementar estas especificaciones en lo que resulte pertinente. El Título II del Manual MTC, presenta los aspectos de diseño que son, en gran parte, una adaptación del AASHTO en su versión LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS del año 2014, Séptima Edición. Asimismo, la entidad y/o propietario podrá considerar las actualizaciones de la AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019 p. 38).

En países como Nueva Zelanda, Estados Unidos, Japón y Chile, se han experimentado técnicas de aislación obteniendo grandes resultados y avances a nivel mundial la implementación del aislamiento de base como medida de protección ante la acción de un evento sísmico. La aplicación de técnicas de aislamiento de base resulta ideal para países

que se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico, como es el caso de Perú que a lo largo de su historia ha sido afectado por un sin número de eventos sísmicos de magnitudes considerables. (W. Comina, 2017, p. 02).

En Estados Unidos, la aplicación de sistemas de aislamiento sísmico es más difundida en la construcción de Puentes y Viaductos, alrededor de más de 1000 estructuras aisladas. (H. Flores, 2015, p. 27).

Chile desde 2000 a la actualidad ha sido uno de los primeros países de América del Sur en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma chilena NCh2745 – 2003, que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: El centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008. (A. Chuman, 2015, p. 30).

Perú desde 2014 a la actualidad incluye en la norma técnica sismoresistente E-030 la obligatoriedad del uso de sistemas de aislación sísmico para las nuevas edificaciones de categoría A1: Establecimientos de salud del Sector Salud del II y III (hospitales medianos y grandes), según lo normado por el Ministerio de Salud, tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. (A. Chuman, 2015, p. 30).

A la fecha los primeros centros hospitalarios, tanto del Minsa como de Es Salud, que se están construyendo con aisladores sísmicos son: Santa Gema de Yurimaguas y el de Bellavista en San Martín. Asimismo, los centros hospitalarios de Tocache, Cerro de Pasco;

y los hospitales de Moquegua, Pucallpa, Sullana y Juliaca adjudicados en febrero del 2016. La norma propiciada por el Ministerio de Salud es muy positiva porque significa que estamos aprendiendo de la experiencia de nuestro país vecino Chile. “Del terremoto del 2010, ellos tomaron recién la iniciativa de obligar el uso de los aisladores en los centros hospitalarios. (A. Chuman, 2015, p. 31).

2.2 INVESTIGACIONES INTERNACIONALES

- ✓ **M. Nancu, (s/f).** Indicó en la Tesis: Análisis de la Respuesta Sísmica de Puentes de Hormigón Pretensado construidos por Voladizos Sucesivos. Se puede apreciar que los movimientos máximos provocados por el sismo en la construcción, en combinación accidental con el resto de cargas, provoca desplazamientos en las tres direcciones del orden de centímetros, nunca superiores a los 6 cm. Se puede obtener una conclusión muy interesante de este resultado. Este puente bajo este sismo no tendrá problemas en el cabeceo de los voladizos interiores, debido a que la clave mide 50 cm y como máximo el acortamiento entre las distancias de los extremos de los voladizos sería de 8 cm, lo que implica que no se chocarían los extremos, asumiendo que la distancia escogida para la dimensión de la clave es acertada tanto por análisis estático como por análisis dinámico.

- ✓ **L. León. (2016).** Indicó en la tesis: Disipadores y aisladores sísmicos, modelo de puente vehicular con disipador y sin disipador de energía, comparación de la respuesta sísmica. Es notorio el efecto al aplicar un sistema de disipación de energía al modelo de puente vehicular, pues si bien es cierto por medio del análisis se identificó reducción en sus fuerzas internas y desplazamientos obteniendo una

estructura más estable durante la simulación por medio de análisis modal, de un evento sísmico para la ciudad de Pereira.

- ✓ **A. Ospina, (2012).** Señala en la Tesis: Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado, La constante interacción con el concepto de ductilidad en el proceso de análisis y diseño garantiza el adecuado comportamiento sismo resistente a la vez que se controla la geometría, la especificación y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado y, por lo tanto, el costo de construcción óptimo. Por otro lado, el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R merece una cuidadosa revisión en los diferentes reglamentos de diseño sismo resistente.

2.3 INVESTIGACIONES NACIONALES

- ✓ **E. Arellano, (2008).** Señala en la Tesis. Análisis, diseño y comparación estructural y económica de puentes en concreto presforzado con sistemas de aislamiento sísmico, La tierra experimenta movimientos intensos a lo largo del tiempo, los diversos métodos de análisis y diseño estructural han sido modificados de tal manera que las estructuras proyectadas cumplan con mayores requerimientos sobre todo en el ámbito sismoresistente. Frente a esto, se desarrollan diferentes dispositivos que permiten a la estructura proyectada mejor comportamiento estructural, minimizando los esfuerzos producidos por sismos, reduciendo los daños materiales y evitando pérdidas de vidas humanas.

- ✓ **M. Minchán, (2016).** Indicó en la Tesis: Comparación de la respuesta sísmica de puentes viga – losa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca. Por lo que se

concluye. finalmente, que los puentes de concreto armado, tipo puente viga-losa, de dos tramos (apoyo intermedio), que tienen dos carriles de 3,60 m. de ancho cada uno, el primer puente con una luz de 20 m, de longitud entre ejes (puente 1) y el segundo puente con una luz de 25 m. entre ejes (puente 2), tienen desplazamientos longitudinales y transversales, a consecuencia de su comportamiento estructural frente a un sismo en la ciudad de Cajamarca, los mismos que si se puedan minimizar, utilizando aisladores sísmicos, y por ende se tendrá mayor seguridad estructural frente a un sismo.

- ✓ **A. Rodríguez, (2018).** Indicó en la Tesis: Respuesta sísmica en puentes continuos de concreto armado mediante el uso de aisladores sísmicos. Como se pudo demostrar al nosotros implementar estos dispositivos se reducen las resultantes luego del análisis, por ello se podrían también optimizar diseños, ya que al tener menores valores en el momento se podría reducir la cuantía de acero que es donde se denotaría la mayor variación, también en cuanto al estribaje de los pilares ya que se obtuvieron menores valores de fuerza cortante, lo que nos permitiría optimizar el estribaje de los pilares, y por ultimo al nosotros tener menores valores de fuerza axial se podrían también reducir las secciones de los pilares teniendo así pilares menos robustos y más esbeltos. Con estos resultados se pudo constatar que al colocar los aisladores sísmicos nos permitió aumentar el periodo de la estructura, permitiéndonos a su vez disminuir las fuerzas a las que se somete ésta y por ende obtener mejor comportamiento de la estructura ante sismos.

CAPITULO III

3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación se orienta a determinar y comparar las respuestas sísmicas de un puente continuo sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LBR) ubicado en la ciudad de Lima, que corresponde a una zona sísmica 4; aplicadas las Normas AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, ASCE/SEI/7/16 y Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019.

Por su enfoque corresponde al tipo de investigación CUANTITATIVO Y CUALITATIVO, porque las variables se cuantifican y califican, se aplicaron Leyes, Normas, Principios ya establecidas y como herramientas programas como: Excel, Csibridge, programas matemáticos y teorías con la cual permite realizar el modelamiento, los análisis, diseño sísmico y obtener las respuestas sísmicas del puente continuo.

3.2 NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

El nivel y tipo de investigación es EXPLICATIVO y APLICADA respectivamente. Porque en esta investigación se obtienen y comparan las respuestas sísmicas del puente continuo, producidos por sismo mediante la aplicación de las Normas como: AASHTO LRFD y ASCE/SEI/7/16 utilizando el programa CSIBRIDGE.

3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de la presente investigación es NO EXPERIMENTAL, porque en esta investigación no existe manipulación de variables, es decir, se interpreta lo que es; una situación existente, no provocada porque los hechos y las variables ya ocurrieron en un solo momento y sin intervención en su desarrollo. También su diseño es comparativo. Así como se muestra en la Figura N° 1.

Figura N° 1:

Diseño comparativo de la investigación



3.4 LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación comprende a determinar y comparar las respuestas sísmicas de un puente continuo con vigas postensadas tipo cajón sin aisladores y con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB), ubicado en la ciudad de Lima; para comparar las respuestas sísmicas máximas de dicho puente continuo para sismo de diseño y sismo máximo creíble esperado (MCE). El desarrollo y aplicación de la técnica y

la metodología es exclusivamente para el puente mencionado, solo se enfoca en el análisis, diseño sísmico y las comparaciones de las respuestas sísmicas máximas de dicho puente usando el programa CSIBRIDGE. Aplicadas las Normas AASHTO LRFD 2014, ASCE/SEI/7/16 y Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019. A continuación, se mencionan las principales limitaciones que se presentan en esta investigación:

- ✓ No se toma en cuenta en cuanto al aspecto constructivo del puente.
- ✓ No se considera ni se menciona el sismo vertical; porque en esta investigación no se tomará en cuenta el estudio de mecánica de suelos tampoco el estudio de peligro sísmico del lugar de estudio ni el estudio de sitio. Porque el puente continuo se considera empotrado en el suelo.
- ✓ No se realizan los ensayos en laboratorio a los aisladores sísmicos debido a la economía y laboratorios al alcance.
- ✓ En el proceso de análisis y diseño sísmico del puente sin aisladores y con aisladores sísmicos, se desprecian los efectos debido a la temperatura, viento y presión de tierra.
- ✓ Los apoyos intermedios son del mismo modelo de sección circular para el puente sin aislar y para el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).
- ✓ Los apoyos extremos (durmientes), no participan en el análisis y diseño sísmico de puentes; porque el puente está simplemente apoyado en los dos apoyos extremos.

3.5 CONTEXTO

El presente proyecto de investigación, comparación de las respuestas sísmicas de un puente continuo, con aisladores y sin aisladores sísmicos consta de tres tramos. Dos apoyos en los extremos del puente simplemente apoyados y dos apoyos intermedios conectados con la viga cabezal con la parte superior de los pilares y estos se consideran empotrados en el

suelo; donde el primer y el segundo apoyo intermedio constan de tres fustes circulares (columnas) cada uno. Se considera como un puente crítico. Categoría de diseño sísmico (SDC) “D” y está ubicado en zona 4 en la ciudad de Lima.

Por lo visto, se eligió un lugar en particular de la ciudad que amerite la construcción de un puente, siendo el lugar elegido la intersección de la avenida Metropolitana con las avenidas Los Ángeles y avenida los Nueces. La presente tesis propone generar un cruce a desnivel. Tal que la avenida Metropolitana pase a ser un By-Pass; y por encima del cual se coloque el puente continuo a investigar, uniendo las avenidas los Ángeles y avenida Los Nueces. Ubicado en el distrito de Santa Anita, Urbanización de Sanmartín de Ceres.

3.6 POBLACIÓN, MUESTRA Y UNIDAD DE ANÁLISIS

3.6.1 Población

La población de estudio es el universo: El puente continuo con vigas postensadas tipo cajón, sin aisladores y con aisladores sísmicos que constan de tres tramos ubicado en la ciudad de Lima.

3.6.2 Muestra

Realizando un muestreo no probabilístico de tipo intencional. El puente continuo con aisladores y sin aisladores sísmicos ubicado en la ciudad de Lima.

3.6.3 Unidad de análisis

La unidad de análisis, son las respuestas sísmicas máximas del componente estructural del puente continuo (columnas), con aisladores y sin aisladores sísmicos.

3.7 PLAN DE RECOLECCIÓN DE DATOS E INFORMACIONES

Recopilación de información a nivel nacional e internacional mediante el uso de internet que es la herramienta que está al alcance y más sofisticado como: Tesis sustentadas y aprobadas a nivel nacional e internacional, consultando diferentes fuentes bibliográficas, Normas nacionales e internacionales que proporcionan la información necesaria con respecto al tema en estudio y fichas audiovisuales para reunir informaciones para el modelamiento, análisis y diseño sísmico del puente continuo sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos en el programa CSIBRIDGE. La técnica empleada fue. La observación directa, estructurada usando como herramientas los instrumentos computacionales. Los instrumentos son: los programas, SCIBRIDGE, ETABS, SAP 2000, Word, Excel, Power Point y Auto CAD. El proceso de modelamiento, análisis y diseño sísmico para obtención de las respuestas sísmicas y comparación de las respuestas sísmicas del puente continuo será como sigue a continuación:

- ✓ Se asignó la importancia y la categoría del puente continuo como puente crítico.
- ✓ Se asignó el lugar ciudad de Lima – Perú, una zona altamente sísmica zona 4, según la Norma E030.
- ✓ Se asumió un suelo tipo B.
- ✓ Se asignó un puente continuo de tres tramos con dos apoyos intermedios de sección circular para los tres sistemas de puentes, estos se consideran empotrados en el suelo y superestructura con vigas postensadas.
- ✓ Para el diseño de los aisladores sísmicos se usó los catálogos y recomendaciones del fabricante de Marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP. Para los dos tipos de aisladores sísmicos tanto para el diseño del aislador sísmico

elastómeros (HDR) y para el diseño del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB) y se determinaron las dimensiones reales de dichos aisladores sísmicos.

- ✓ Para verificar los desplazamientos máximos del sistema de aislación se usó el método de análisis tiempo historia (TIME HISTORY), aplicando sismos ocurridos en el lugar. (Lima 1974).
- ✓ Para el puente sin aisladores sísmicos. Se asignaron los valores para un sismo de diseño con un amortiguamiento crítico de 5%, para una probabilidad de excedencia de 7%, para un periodo de vida útil del puente de 75 años y con un periodo de retorno de 1000 años, según la Norma AASHTO LRFD 2014 Y Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 Y 2019.
- ✓ Para el puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB). Se asignaron los valores para un sismo máximo creíble esperado (MCE) con un amortiguamiento crítico de 5%, para una probabilidad de excedencia de 2 %, para un periodo de vida útil del puente de 75 años y con un periodo de retorno de 2500 años, según la Norma AASHTO LRFD 2014 Y ASCE/SEI/7/16.
- ✓ Los datos y valores para el espectro de diseño para el sismo de diseño, se tomaron del Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 Y 2019 para la ciudad de Lima Metropolitana.
- ✓ Los datos y valores para el espectro de diseño para el sismo máximo creíble esperado (MCE), se tomaron de la curva de fragilidad elaborado por el ingeniero Adolfo Gálvez, para un suelo tipo B y de la Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 y de la Norma ASCE/SEI/7/16 para la ciudad de Lima Metropolitana.

- ✓ Los estados de limite se asignaron para las combinaciones como: Resistencia I, evento extremo I, servicio I y Servicio III.
- ✓ Categoría de diseño sísmico que le corresponde para esta investigación es “D”.
- ✓ Se idealizó como un modelo CALTRANS, a los componentes estructurales del puente continuo (columnas).
- ✓ El método de análisis y diseño sísmico que le corresponde es el análisis no lineal estático (PUSHOVER).

3.8 PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS

Se consultaron en forma documental y una revisión detallada a las informaciones recopiladas con respecto a las variables correspondientes al estudio; es decir para aplicar la metodología de AASHTO 2014, ASCE/SEI/7/16 y Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019, luego se obtuvo los resultados las respuestas sísmicas para ordenar y comparar con la finalidad de lograr los objetivos planteados. Así como se menciona a continuación.

- ✓ Inicialmente se definió el predimensionamiento y dimensionamiento de la superestructura del puente.
- ✓ Se definió el predimensionamiento y dimensionamiento de la subestructura del puente (columnas), sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB).
- ✓ Se realizó el metrados de cargas del puente continuo sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB).
- ✓ Se diseñaron los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

- ✓ Se definió el método de análisis y diseño sísmico teniendo en cuenta la categoría de diseño sísmico que corresponde según la Norma AASHTO LRFD 2014.
- ✓ Se definió el dimensionamiento de los elementos estructurales (columnas) mediante el modelo CALTRANS. Para calcular la cantidad de aceros de refuerzo en las columnas de la subestructura del puente luego de una serie de iteraciones y de procesos de análisis para el puente sin aislador sísmico y para los puentes con aisladores sísmico elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB) hasta que las capacidades de las estructuras sean satisfactorias ($D/C \leq 1.0$).
- ✓ Se asignaron las rotulas plásticas en las columnas para el diseño sísmico de los puentes continuos.
- ✓ Se modelizó, analizó y se diseñó para obtener las respuestas sísmicas del puente continuo de tres tramos tanto para el puente sin aislador sísmico y con aisladores sísmico elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB).
- ✓ Se halló demanda vs su capacidad, del puente sin aislador sísmico y con aisladores sísmico elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB), hasta obtener: ($D/C \leq 1.0$).
- ✓ Se compararon las respuestas sísmicas del puente; sin aislador sísmico con el puente con aisladores sísmico elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).
- ✓ Se compararon los desplazamientos máximos por el método de TIME HISTORY.
- ✓ Se obtuvo las respuestas sísmicas máximos en los dos ejes como: fuerzas cortantes, momentos flectores, fuerzas axiales, desplazamientos y periodos, en los dos apoyos intermedios (columnas).
- ✓ Se usaron como herramientas los programas como: SCIBRIDGE, ETABS, SAP 2000, Word, Excel y Auto CAD para los distintos procesos y requerimientos que se necesitaron a lo largo del desarrollo de este trabajo de investigación.

3.9 INSTRUMENTOS BIBLIOGRÁFICOS Y NORMATIVAS

- ✓ Bibliografías de concreto reforzado y concreto postensado
- ✓ Tesis y textos de ingeniería civil de las diferentes universidades del país e internacionales referido al análisis y diseño sísmico de puentes continuos y con sistema de aislación sísmica.
- ✓ AASHTO RLFD 2012
- ✓ AASHTO RLFD 2014
- ✓ Manual de Diseño de Puentes MTC 2016
- ✓ Manual de Diseño de Puentes MTC 2019
- ✓ Catálogo de los aisladores sísmicos de marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP.
- ✓ ACSI 318 de 2014
- ✓ Norma ASCE/SEI/7/16
- ✓ Norma Técnica E.031. Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019.

CAPITULO IV

4 BASES TEÓRICAS

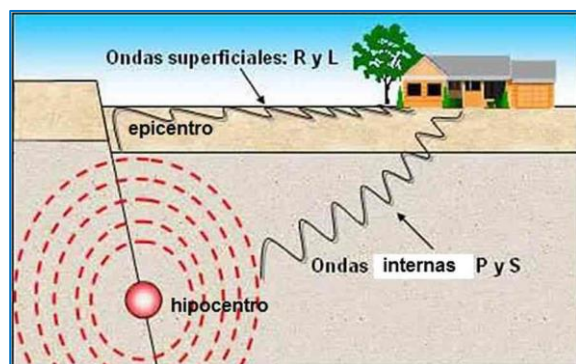
4.1 SISMOLOGÍA Y RIESGO SÍSMICO

4.1.1 LOS TERREMOTOS

Cuando se produce un sismo o terremoto, se genera liberación de energía en el medio circundante. Esta energía rompe el equilibrio isostático del interior de la Tierra generando una ruptura o fractura. Esta ruptura, produce en el medio una vibración con movimiento ondulatorio de la Tierra; la energía liberada que se transmite como ondas elásticas llamadas “ondas sísmicas” se propagan por el interior y la superficie de la Tierra. (Instituto Geofísico del Perú, H. Tavera, p. 14). Así como se muestra en la Imagen N° 2.

Imagen N° 2:

Liberación de energía de un sismo



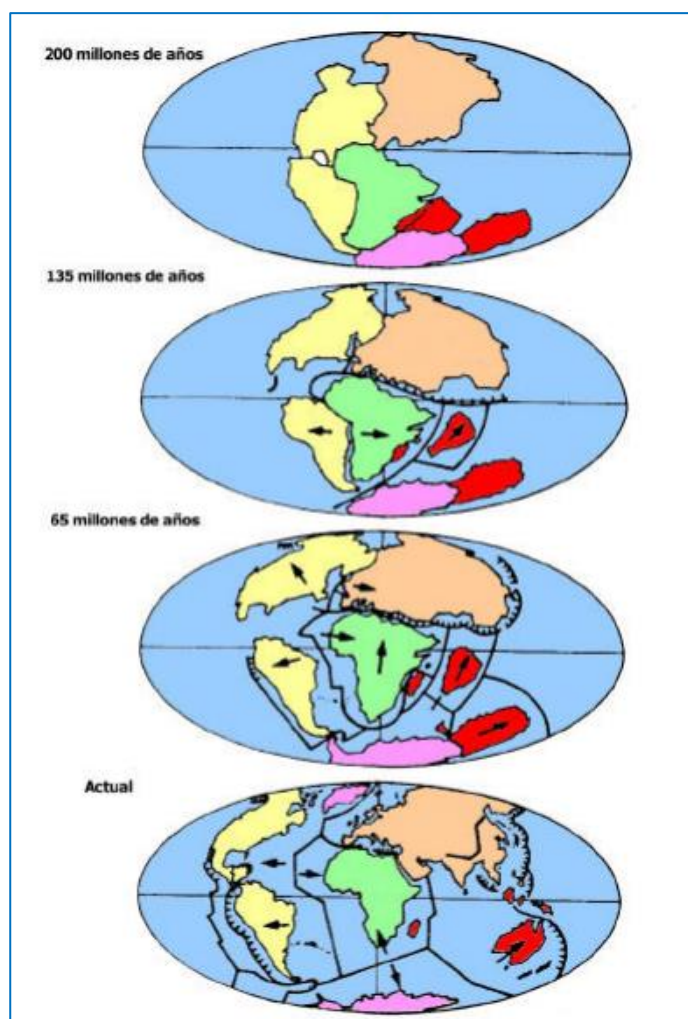
Fuente: <https://www.partesdel.com/sismo.html>

4.1.2 Deriva continental

Alfred Wagener, propuso una teoría llamada. “La Deriva Continental” en el año 1912, sostiene que hace millones de años, el planeta tierra contenía un solo continente denominado Pangea; con el pasar del tiempo esta masa se fue separando y desplazando, hasta llegar a lo que actualmente se conoce como los 5 continentes que conforman el planeta tierra que son: África, América, Antártica, Asia, Europa y Oceanía. (W. Comina, 2017, p. 07). Así como se muestra en la Imagen N° 3.

Imagen N° 3:

Deriva continental



Fuente: Instituto geofísico del Perú (Hernando Tavera)

4.1.3 Placas tectónicas

- ✓ **La tectónica de placas:** Denominamos placas a cada una de las porciones de la litosfera terrestre que se mueve de forma independiente. Poseen forma de casquete esférico y unos límites definidos por procesos intensos de sismicidad y vulcanismo. (Tectónica de placas biología y geología, p. 4.2).
- ✓ **Litosféricas:** Se les denomina litosféricas, pues afectan tanto a la corteza, cómo a la parte superior del manto que se desplaza de forma solidaria con esta. (Tectónica de placas biología y geología, p. 4.3).

4.1.4 Principales Tipos de placas según Bullard

- ✓ **Placa pacífica:** Coincide con el océano pacífico. Sus bordes son zonas de subducción y fallas de transformación. (boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de estudios geográficos, p. 07).
- ✓ **Placa sudamericana:** Su límite occidental es la zona de subducción que enfrenta a la pacífica, el oriental es la cordillera Mesoatlántica. (Boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, p. 07).
- ✓ **Placa Norteamericana:** Limita al W con la Pacífica que es en parte una zona de subducción y en parte falla de transformación (San Andrés), en el E lo es la dorsal Mesoatlántica Norte. (Boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, p. 07).
- ✓ **Placa africana:** Se extiende desde la cordillera Mesoatlántica Sur en el W, que la rodea después por el S y lo conecta con el E a la cordillera del Océano Indico.

(Boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, p. 07).

- ✓ **Placas Euroasiáticas:** En el W comienza con la cordillera Mesoatlántica norte y abarca toda Eurasia, en el S su límite es el cinturón alpino-himalayo, en el E lo es la zona de subducción de la pacífica. (Boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, p. 07).
- ✓ **Placa Indoaustraliana:** Comprende la mayor parte del océano Indico, Australia y el subcontinente de la India. (Boletín de la filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, p. 07).

4.1.5 Tipos de los límites de placas

- ✓ **Límites divergentes o dorsales:** El movimiento es de separación. Cuando el movimiento de las placas es de separación, se crea un "hueco" en la litosfera, aprovechado por rocas magmáticas para generar nueva corteza oceánica. También se denominan zonas de Dorsal o límites constructivos. (Tectónica de placas biología y geología, p. 4.4).
- ✓ **Límites convergentes o fosas:** El movimiento es de aproximación. Una de las placas (la más densa) se introduce bajo la otra en un proceso que se denomina subducción. A estos límites también se denominan fosas, zonas de subducción y límites destructivos. Presentan intensa sismicidad y vulcanismo. (Tectónica de placas biología y geología, p. 4.5).

- ✓ **Límites o fallas transformantes:** El movimiento es paralelo. Existen zonas donde el movimiento de las placas es paralelo y de sentido contrario. Son conocidos también por zonas de falla transformante o límites transcurrentes. Presentan una intensa sismicidad. (Tectónica de placas biología y geología, p. 4.6).

Imagen N° 4

Límites de placas



Fuente: *Evolucion-de-pangea.html*

4.1.6 Subducción:

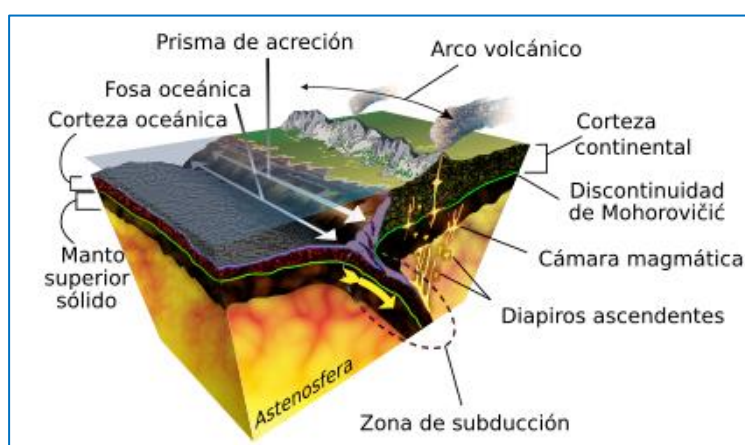
- ✓ **La subducción:** La subducción de las placas consiste en el proceso del hundimiento de la zona oceánica de la placa litosférica por debajo del borde de la otra placa en una clase de límite convergente, según la teoría de las placas tectónicas. La subducción tiende a ocurrir a lo largo de las amplias zonas de la subducción que en la actualidad se suelen concentrar especialmente en alrededor del Océano Pacífico, en el denominado cinturón de fuego del Pacífico. La subducción es causada por dos fuerzas tectónicas, una que proviene del empuje de las dorsales meso-oceánicas y otra que deriva de las

fuerzas que tiran de los bloques. La subducción provoca muchos terremotos de gran magnitud los cuales se originan en la zona de Benioff. La subducción también causa la fusión parcial de parte del manto terrestre generando magma que asciende dando lugar a volcanes.

(<https://es.wikipedia.org/wiki/Subducci%C3%B3n>)

Imagen N° 5

Detalles de la zona de subducción



Fuente: <https://es.wikipedia.org/wiki/Subducci%C3%B3n>

- ✓ **El Cinturón de Fuego del Pacífico o Anillo de Fuego del Pacífico:** Está situado en las costas del océano Pacífico y se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca. Incluye a Chile, Argentina, Bolivia, Perú, Ecuador, Panamá, Costa Rica, Nicaragua, El Salvador, Honduras, Guatemala, México, Estados Unidos, Canadá, luego dobla a la altura de las islas Aleutianas y baja por las costas e islas de Rusia, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Malasia, Timor Oriental,

Brunéi, Singapur, Papúa Nueva Guinea, Islas Salomón, Tonga, Samoa, Tuvalu y Nueva Zelanda.

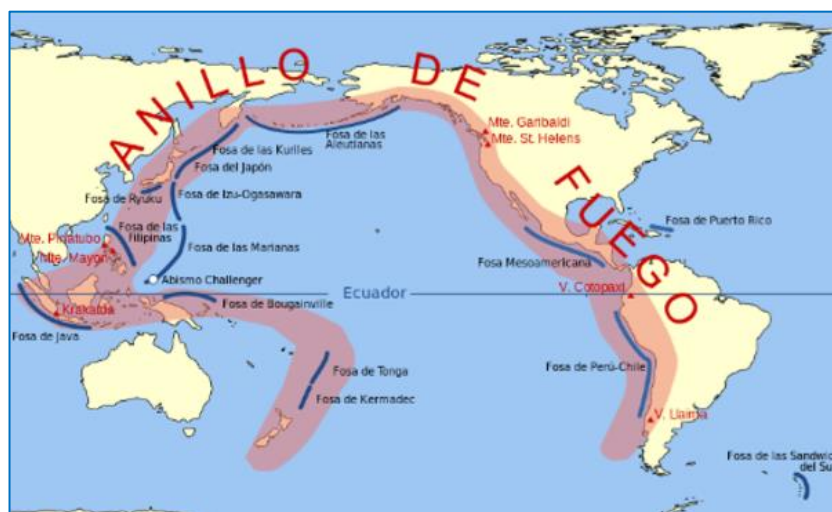
(<https://www.infomayorescastellon.com/imagenes/cinturon%20de%20fuego.pdf>)

- ✓ **El Cinturón de Fuego:** se extiende sobre 40 000 km (25 000 millas) y tiene la forma de una herradura. Está compuesto por 452 volcanes y concentra más del 75 % de los volcanes activos e inactivos del mundo. Alrededor del 80 % al 90 % de los terremotos más grandes del mundo se producen a lo largo del Cinturón de Fuego.

(<https://www.infomayorescastellon.com/imagenes/cinturon%20de%20fuego.pdf>)

Imagen N° 6

Anillo del juego o cinturón del juego



Fuente: <https://www.infomayorescastellon.com/imagenes.pdf>

4.1.7 Algunos Terremotos más destructivos en el mundo

- ✓ **Valdivia (Chile):** Es el terremoto más intenso hasta la actualidad se registró el 22 de mayo de 1960 en Chile, con una magnitud de 9.5. Fue el terremoto más grande de Sud América. Murieron 1,655 personas, y 3,000 resultaron heridas, y 2,000 perdieron sus hogares. El tsunami que se produjo después del sismo

genero daños graves en Hawái, Japón, Nueva Zelanda, Filipinas y Estados Unidos. (W. Comina, 2017, p. 15).

Imagen N° 7

Terremoto en Chile (Valdivia) 1960



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Alaska (Estados Unidos):** Conocido también como el gran terremoto de Alaska con una magnitud de 9.2, se registró el 27 de marzo de 1964. También provocó un intenso tsunami, las olas superaron los 5 metros de altura. Tuvo una duración de 240 segundos (4 minutos), es considerado el sismo más poderoso registrado en Norteamérica. Este gran sismo y posterior tsunami cobró 128 vidas, y produjo alrededor de \$ 311 millones en pérdidas materiales. (W. Comina, 2017, p. 15).

Imagen N° 8:

Terremoto Estados Unidos (Alaska) 1964



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Sumatra-Andamán (Indonesia):** El 26 de diciembre de 2004, un terremoto y el posterior tsunami cerca la costa de Sumatra en Indonesia, atravesó con la muerte de más de 230,000 personas en catorce países alrededor del Océano Indico. El terremoto, de magnitud 9.1 (Mw), es uno de los sismos más grandes que se han registrado con la sismología moderna y uno de los eventos naturales más mortales en la historia humana. El evento Sumatra-Andaman, también conocido como el tsunami del día de San Esteban.

(<http://redsismica.uprm.edu/Spanish/informacion/comunicados/10-anos-del-Tsunami-de-Indonesia.pdf>).

Imagen N° 9

Terremoto en Indonesia (Sumatra) 2004



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Kamchatka (Rusia):** Se registró el 4 de noviembre de 1952, un terremoto de magnitud 9.0, alcanzó Kamchatka, en Siberia, y las Islas Kuriles, provocando devastadores maremotos y tsunamis que alcanzaron Hawái, Japón, Alaska, Chile y Nueva Zelanda. (W. Comina, 2017, p. 15).

- ✓ **Tōhoku (Japón):** Denominado como el terremoto de la costa del Pacífico tuvo una magnitud de 9.0, ocurrió el 11 de marzo de 2011. Su epicentro se localizó en el mar, frente a la costa de Honshu, 130 kilómetros al este de Sendai, en la prefectura de Miyagi, creó olas de maremoto de hasta 40.5m. Es el sismo más poderoso que ha azotado ese país y el quinto más intenso a nivel mundial. Tuvo una duración de dos minutos. Como consecuencia del devastador terremoto numerosas infraestructuras resultaron seriamente afectadas, entre ellas cuatro plantas nucleares. (W. Comina, 2017, p. 15).

- ✓ **Mar de Chile:** Su epicentro tuvo en el mar chileno frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, con una magnitud de 8.8, ocurrió el 27 de febrero de 2010. Tuvo una duración de 3 minutos 25 segundos. Las zonas más afectadas por el terremoto fueron las regiones chilenas de Valparaíso, Metropolitana de Santiago, O'Higgins, Maule, Biobío y La Araucanía. (W. Comina, 2017, p. 15).

Imagen N° 10

Terremoto de Mar de Chile (Valparaíso) 2010



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Kobe (Japón):** El martes 19 de enero de 1995, a las 5:46 a.m. (Hora Oficial de Japón) un terremoto de 20 segundos de duración con intensidad de 6.8 en la Escala de Richter, ocurrió cerca del puerto japonés de Kobe, a 500 Km al suroeste de Tokio. El terremoto, que tuvo un rango de magnitud superior al terremoto de Northridge, en enero de 1994, mató a más de 6.000 personas, hirió por lo menos a 30.000 personas y dejó a más de 300.000 personas sin hogar. Más de 100.000 edificios fueron severamente dañados o destruidos por el terremoto y por los incendios que este causó. 148 incendios separados destruyeron 6.513 edificios y un área de 624.671 m² (0.24 millas cuadradas). La pérdida total en dólares, incluyendo el daño a los edificios, a los sistemas de transporte, y a otras secciones de la infraestructura, ha sido estimada entre ¥13 trillones y ¥20 millones (US\$147 billones y US\$200 billones). Este terremoto ha sido el peor en golpear al Japón desde el terremoto en Tokio-Yokohama en 1923, el cual tuvo una intensidad estimada en la escala de Richter de 7.9, produciendo la muerte a casi 143.000 personas, principalmente por incendios. El último terremoto en el Japón, que mató a más de 1.000 personas fue el terremoto de Fukui en 1948. Varios (Investigación del Terremoto en Kobe).

Imagen N° 11

Terremoto en Japón (Kobe) 1995



Fuente: *Investigación del Terremoto en Kobe*

- ✓ **Haití (2010):** El terremoto de Haití de 2010 fue registrado el martes 12 de enero de 2010 a las 16:53:09 hora local (21:53:09 UTC) con epicentro a 15 km de Puerto Príncipe, la capital de Haití. Según el Servicio Geológico de Estados Unidos, el sismo tuvo una magnitud de 7,0 Mw y se generó a una profundidad de 10 kilómetros. También se registraron una serie de réplicas, siendo las más fuertes las de 5,9, 5,5 y 5,1. La NOAA descartó el peligro de tsunami en la zona. Aunque horas después, se reportó que un Tsunami de mínimas proporciones se registró y mató a 4 personas. Este terremoto ha sido el más fuerte registrado en la zona desde el

acontecido en 1770. El sismo fue perceptible en países cercanos como Cuba, Jamaica y República Dominicana, donde provocó temor y evacuaciones preventivas.

(https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Hait%C3%AD_de_2010)

- ✓ Los efectos causados sobre este país, el más pobre de América en ese momento. Los cuerpos recuperados al 25 de enero superaban los 150 000, calculándose que el número de muertos excedería los 200 000. Los datos definitivos de los afectados fueron dados a conocer por el primer ministro Jean-Max Bellerive en el primer aniversario del sismo, el 12 de enero de 2011, conociéndose que en el sismo fallecieron 316 000 personas, 350 000 más quedaron heridas, y más de 1,5 millones de personas se quedaron sin hogar, con lo cual, es una de las catástrofes humanitarias más graves de la historia.

(https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Hait%C3%AD_de_2010)

Imagen N° 12

Terremoto en Haití 2010



Fuente: <https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto2010>

4.1.8 Algunos Terremotos más destructivos en el Perú

- ✓ **Huaraz (Ancash):** La tarde del 31 de mayo de 1970. Había ocurrido uno de los terremotos más catastróficos en la historia del Perú y el mayor del siglo en el hemisferio occidental, afectando con destrucción y desolación a más de 3'140,000 habitantes con el trágico saldo de 66,750 vidas humanas. El epicentro del sismo fue ubicado a 50 Km. de profundidad a 30 Km. al Oeste de Chimbote, en el mar, en el departamento de Ancash, a 375 Km. al Norte de Lima. Como un efecto secundario del terremoto el desprendimiento de la corniza del nevado Huascarán norte, provocó un alud de grandes proporciones que arrasó, en el mismo departamento, la población de Yungay, los caseríos vecinos y otras comunidades en la quebrada Ranrahirca y el valle del río Santa incluyendo Caraz. (M. Casaverde Río Asesor Científico del INDECI).

Imagen N° 13

Terremoto Ancash de (Huaraz) 1970



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ Este terremoto fue con una duración de 45 segundos que alcanzó el grado 8 de la escala de Mercalli. La intensidad del sismo tuvo efectos devastadores en la

zona afectada debido al tipo de construcción predominante de adobe, que afectó a una población estimada de 1'791,000 personas. Por acción del sismo y en forma simultanea se originaron dos inmensos aludes uno arrasó a Yungay y otro arrasó Llanganuco. La doble masa seca se estrelló en el glaciar 511 a 5500 mts de altura. Provocando una nube de hielo pulverizada. Rodando a una velocidad estimada entre 217 y 453 km/h arrastrando una masa de 25 millones de m³. En consecuencia, arrasó a Yungay, Ranrahirca, conforme se desplazaba el alud se incrementaba su masa en forma al llegar al rio santa se estimaba de 70 millones de m³ de material semilíquido. (informe de la comisión investigadora de las inversiones por CRYRZA, p 103).

Imagen N° 14

Terremoto Ancash (Huaraz) 1970



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Lima (1966):** El 17 de octubre, a 16:41 horas. La ciudad de Lima fue estremecida por un sismo que fue indudablemente uno de los más intensos que se habían producido desde 1940. Con una magnitud de 8.1 Mw. Dejó un saldo

de cien muertos y daños materiales ascendientes a mil millones de soles oro. El área de percepción cubrió aproximadamente 524,000 km². y fue destructor a lo largo de la franja litoral comprendida entre Lima y Supe, situada al Norte. La intensidad máxima se estimó en el grado VIII MM. (Revista de Investigación de Física, 2016).

Imagen N° 15

Sismo de Lima 1966



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

- ✓ **Sur del Perú:** 13 de agosto de 1868. A las 16:45 horas este terremoto alcanzó una intensidad de grado XI y fue acompañado de tsunamis. Según el historiador Toribio Polo (1904), este terremoto es uno de los mayores que se han verificado en el Perú desde su conquista. El epicentro posiblemente estuvo en el Puerto de Arica, se sintió hasta unos 1400 Km. al norte y a la misma distancia hacia el sur. Este movimiento sísmico destruyó la ciudad de Arequipa, llegando a producir fracturas en los cerros de la Caldera, inmediatos a los baños de Yura. Este movimiento sísmico ocasionó fuerte destrucción en

Arica, Tacna, Moquegua, Ilo, Torata, Iquique y Arequipa. A las 17:37 horas empezó un impetuoso desbordamiento del mar. La primera ola sísmica alcanzó una altura de 12 metros y arrasó el puerto de Arica. A las 18:30, el mar irrumpió nuevamente con olas de 16 metros de altura, finalmente a las 19:10, se produjo la tercera ola sísmica que varó la corbeta América de 1560 toneladas y el USS Wateree de los Estados Unidos, que fueron arrojados a unos 300 metros de la playa tierra adentro. Las salidas del mar, arrasaron gran parte del litoral peruano y chileno, muriendo en Chala 30 personas y en Arica unas 300 personas. La agitación del océano llegó hasta California, Hawaii, Yokohama, Filipinas, Sidney y Nueva Zelanda. En Moquegua murieron 150 personas, en Arequipa 10 y en Tacna 3, se contaron como 300 movimientos sísmicos o réplicas hasta el 25 de agosto, tuvo una magnitud de 8.6. (Instituto Nacional de Defensa Civil).

(<http://www.ceresis.org/articulo.php?id=61>)

- ✓ **Sismo 1940:** Terremoto, litoral central El 24 de mayo, 11h35, se produjo un terremoto de magnitud 8,2 Ms, intensidad VIII en la escala de Mercalli modificada (MM), con aceleraciones de 0,4g, epicentro: 11,2 °S, 77,79 °O, hipocentro: 50 km de profundidad a 120 km NO de Lima. Cinco mil casas destruidas en el Callao, 179 muertos y 3500 heridos en Lima, 80% de viviendas colapsadas en Chorrillos, el malecón se agrietó y hundió en tramos. Las construcciones antiguas en Lima sufrieron grandes daños. Averías en construcciones de concreto armado en el Callao (Compañía Nacional de Cerveza) y dos edificios de la Universidad Agraria de La Molina. Algunos

hundimientos en la zona portuaria con daños a los muelles y la vía férrea. Interrupciones en la carretera Panamericana Norte por deslizamientos de arena en el sector de Pasamayo. Maremoto con retiro del mar a 150 m y retorno con olas de 3 m de altura que anegó totalmente los muelles. Fallecieron unas diez mil personas. (Rev. Perú Med. Exp. Salud Pública 2008 p. 126).

- ✓ **Terremoto de pisco e Ica de 2007:** El Terremoto de Pisco de 2007, fue un sismo registrado el 15 de agosto de 2007 a las 0:40:57 UTC (18:40:57 hora local) con una duración cerca de 3 min 30 s . Su epicentro se localizó en las costas del centro del Perú a 40 km al oeste de Pisco y a 150 km al suroeste de Lima, y su hipocentro se ubicó a 39 km de profundidad. Fue uno de los terremotos más violentos ocurridos en el Perú en los últimos años, siendo superado por el terremoto de Arequipa de 2001.

(https://es.org/wiki/Anexo:Terremotos_en_el_Per%C3%BA)

- ✓ El siniestro, que tuvo una magnitud de 8,0 en la escala sismológica de magnitud de momento y una intensidad máxima de IX en la escala de Mercalli, dejó 595 muertos, 2291 heridos, 76 000 viviendas totalmente destruidas e inhabitables y 431 000 personas resultaron afectadas. Las zonas más afectadas fueron las provincias de Pisco, Ica, Chincha, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castr ovirreyna.

(https://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos_en_el_Per%C3%BA)

Imagen N° 16

Sismo de Ica (Pisco) 2007



Fuente: *Wikipedia bloks spo.com*

4.2 CONCRETO PRESFORZADO

El Concreto Presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos internos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta travesaños para puentes de grandes claros, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras. Estos materiales permiten lograr más eficiente con el empleo de materiales de elevada resistencia, reducir las dimensiones de la sección transversal y lograr consiguiente economía en peso. Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 03).

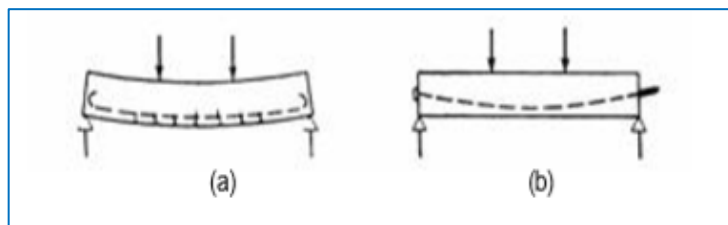
✓ **Deformación y agrietamiento en vigas:**

- a) Concreto reforzado

b) Concreto presforzado

Figura N° 2

Deformación y agrietamiento en vigas reforzadas y presforzadas



Fuente: *Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPAC, p. 05*

4.2.1 Ventajas y desventajas del uso de elementos presforzados

De acuerdo con lo anterior, la deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento producidos por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes. Esto se aprecia esquemáticamente en la Figura N° 2 que muestra la comparación del estado de deformación y agrietamiento de dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, sometidas ante la misma carga vertical. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 04).

a) Algunas ventajas del concreto presforzado.

- ✓ Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).

- ✓ Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas, por ejemplo, se utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).

b) Algunas desventajas que en ocasiones pueden surgir en ciertas obras.

- ✓ La falta de coordinación en el transporte de los elementos presforzados puede encarecer el montaje. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ Se requiere maquinarias adecuados y especiales para su construcción. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).

- ✓ Personal altamente especializado. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).
- ✓ En algunos casos espacio suficiente y adecuado para la colocación. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 05).

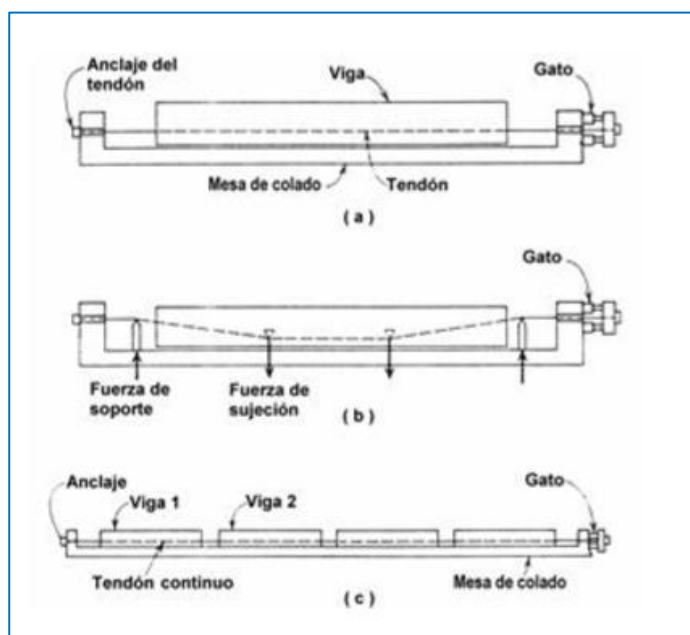
4.2.2 Clasificación de concreto presforzado

4.2.2.1 Pretensado

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de concreto y se pueden presforzar en una sola operación varios elementos y dependiendo de las longitudes de las vigas. Los elementos pretensados más comunes son: viguetas, trabes, losas y gradas, aplicados edificios, naves, puentes, gimnasios y estadios principalmente. (Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas ANIPPAC, p. 05).

Figura N° 3

Concreto Pretensado



Fuente: *Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPAQ p.5*

a) Características y propiedades del concreto pretensado

- ✓ Pieza pre fabricada.
- ✓ El cable trabaja por adherencia.
- ✓ La acción del trabajo es interna.
- ✓ El acero tiene trayectorias rectas horizontales o en V.
- ✓ Se ahorran inyección ductos y anclajes.
- ✓ Producción en serie.

4.2.2.2 *postensado:*

Es el método de presfuerzo, que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria. Previamente al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria diseñada, lo que permite variar la

excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenos con mortero o lechada una vez que el tendón haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger a los tendones de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas. (Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas ANIPPAC, p. 06).

En el postensado la acción del tendón se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón. Este postensado puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pie de obra o colados en sitio. Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, losas con tendones bidireccional, diafragmas de puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros. Las trayectorias del tendón pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos en los extremos del elemento (Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas ANIPPAC, p. 06).

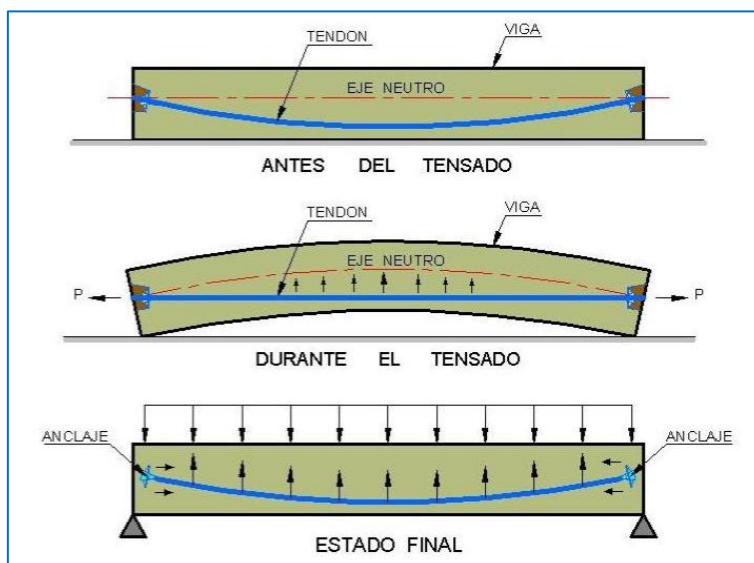
b) Características y propiedades del concreto postensado

- ✓ Elementos prefabricados o llenados en sitio.
- ✓ Se aplican el presfuerzo después del vaciado o llenado del concreto y cuando haya alcanzado la resistencia necesaria para el tensado.
- ✓ El presfuerzo se aplica por anclajes.
- ✓ El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.

- ✓ La trayectoria de los cables, por lo general son de forma parabólica para aplicar las fuerzas de presfuerzo de tracción y compresión a la vez.
- ✓ Si el puente es continuo el elemento permite la continuidad en los apoyos.

Figura N° 4

Elementos Postensados



Fuente: Ingeniero Wilmer Rojas Armas

4.2.3 Componentes y propiedades del concreto presforzado

4.2.3.1 Concreto

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de $f'c$ oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y

económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 06).

- ✓ **Comportamiento elástico:** Deformaciones por flujo plástico. Debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo que modifica las dimensiones de los elementos. Este fenómeno es conocido como flujo plástico. El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 07).

4.2.3.2 Aceros de presfuerzo

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Tenemos tres formas y tipos comunes de emplear el acero de presfuerzo. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 07).

- ✓ **Alambres:** Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingote de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades

mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm². Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

- ✓ **Torón:** El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos. Imagen N° 17; sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,000 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

Imagen N° 17

Torón utilizado en concreto Presforzado



Fuente: ANIPPAC

- ✓ **Varillas de acero de aleación:** La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8". (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 10).

4.2.3.3 Acero de refuerzo

(Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p .07).

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. La resistencia nominal de este acero es $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero es muy útil para:

- ✓ aumentar ductilidad.
- ✓ aumentar resistencia.
- ✓ resistir esfuerzos de tensión y compresión.
- ✓ resistir cortante y torsión.
- ✓ restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura.
- ✓ reducir deformaciones a largo plazo.
- ✓ confinar al concreto.

4.2.4 Etapas de un elemento presforzado

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo para determinadas acciones y características geométricas de la obra. Una vez escogido el elemento, el diseño consiste

en proporcionar los aceros de presfuerzo y de refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas dentro del marco de un reglamento vigente. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

Un elemento presforzado, en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. Existen dos etapas en las que se deben revisar las condiciones de servicio y seguridad del elemento: La etapa de transferencia y la etapa final; sin embargo, para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas. A medida que el elemento es cargado con el firme y la sobrecarga muerta, la contraflecha disminuye hasta que, generalmente con la presencia de la carga viva, se presenta una flecha hasta el punto de descompresión (cuando se presentan tensiones en la fibra inferior del elemento), para finalmente sobrepasar la fluencia y llegar a la carga última. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

- ✓ **Etapas de Transferencia:** Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera en los anclajes la presión del gato en concreto postensado. Es decir, cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento, esta etapa puede ser crítica en los extremos de elementos pretensados sin desvío de torones donde el presfuerzo es excesivo. Dado que la acción del presfuerzo solo es contrarrestada

por el peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

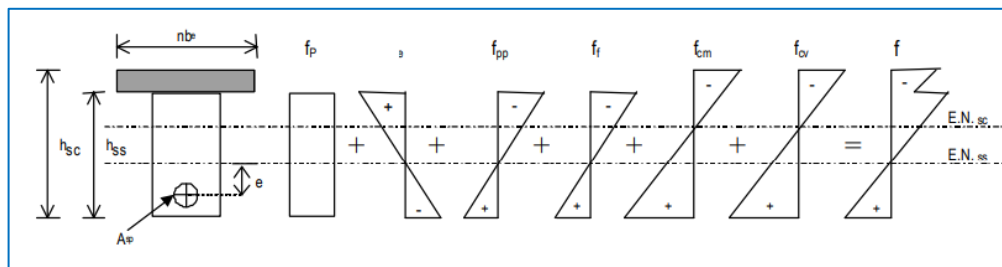
- ✓ **Estado intermedio:** Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento. Se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales y ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue diseñado el elemento. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar. Muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas viguetas, trabes y losas que, antes de que la sección compuesta esté lista para soportar cargas, requieren de cimbrado temporal que es removido cuando los colados en sitio y la losa o el firme han fraguado. Otro tipo de elementos que requieren un diseño muy refinado, son aquellos que fueron fabricados, transportados y montados como simplemente apoyados pero que en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

- ✓ **Etapa final:** El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado en sitio, lo que incrementa notablemente su inercia y

resistencia. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 09).

Figura N° 5

Esfuerzos de flexión en una viga en la sección simple y en la sección compuesta



Fuente: Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPAQ, P.10

4.2.5 Esfuerzos permisibles en el concreto

Los esfuerzos en el concreto no deberán exceder lo indicado en la Tabla N° 1. En esta Tabla, f'_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 10).

Tabla N° 1

Esfuerzos permisibles en el concreto

Inmediatamente después de la transferencia		Bajo cargas de servicio	
Fibra extrema en compresión	$0.60 f'_{ci}$	Fibra extrema en compresión: debido al presfuerzo más las cargas sostenidas debido al presfuerzo más la carga total	$0.45 f_c$ $0.60 f_c$
Fibra extrema en tensión	$0.80 \sqrt{f'_{ci}}$	Fibra extrema en tensión	$1.6 \sqrt{f_c}$
Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados	$1.6 \sqrt{f'_{ci}}$		

Fuente: Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPAQ Cap. 2, p.11

Tabla N° 2

Esfuerzos Permisibles en los Cables de Presfuerzo de baja relajación

Condición	Con respecto al esfuerzo de fluencia f_{py}	Con respecto al esfuerzo de ruptura f_{sr}
Debido a la fuerza del gato	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{sr}$
Tendones de postensado, en anclajes y acopladores, inmediatamente después del anclaje de los tendones	—	$0.70 f_{sr}$

Fuente: Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPAQ p.11

Tabla N° 3

Límites de Esfuerzos para los Tendones Presforzados

Condición	Tipo de Tendón		
	Cables Aliviados de Tensiones y Barras Lisas de Alta Resistencia	Cables de Baja Relajación	Barras de Alta Resistencia Deformadas
Pretensados			
Inmediatamente antes de la transferencia: (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	---
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensados			
Antes del acuanamiento, se puede permitir (f_{pbt}) a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 Tabla 2.9.1.5.3-1

- ✓ **Esfuerzos permisibles en la transferencia:** La transferencia ocurre antes de las pérdidas diferidas de presfuerzo; esto es, en concreto pretensado, cuando se cortan los tendones o se disipa la presión del gato, y en postensado, cuando se anclan los tendones. Los esfuerzos del concreto en esta etapa son provocados, tanto en concreto pretensado como postensado, por los esfuerzos debidos al peso del elemento y por la fuerza en los tendones de presfuerzo reducida por las pérdidas inmediatas. Cuando

los esfuerzos de tensión calculados excedan los valores deberá proporcionarse refuerzo auxiliar adherido en esa zona (no presforzado o presforzado) para resistir el total de la fuerza de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada. El esfuerzo de este acero de refuerzo debe tomarse como $0.6f_y$. En los extremos de elementos simplemente apoyados se permite usar $1.6 f'_{ci}$ en la transferencia ya que los torones no están completamente adheridos. Una vez que los torones han alcanzado la adherencia total el esfuerzo debe tomarse como $0.8 f'_{ci}$. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.10).

- ✓ **Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio:** El esfuerzo permisible de tensión de $1.6 f'_{c}$ bajo cargas de servicio es compatible con el recubrimiento de concreto requerido en la sección de Recubrimiento, y es válido para la zona de tensión pre-comprimida que es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas. En condiciones de medio ambiente corrosivo, debe utilizarse un mayor recubrimiento de acuerdo con los valores establecidos, y deben reducirse los esfuerzos de tensión para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. Es deber del ingeniero aplicar los criterios adecuados a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si es que se requieren esfuerzos de tensión reducidos. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.10).

4.2.6 Esfuerzos permisibles en el presfuerzo

Los tendones deben tensarse de manera que el esfuerzo efectivo final sea por lo menos la mitad del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo. El esfuerzo de tensión en los cables de presfuerzo no deberá exceder lo indicado en la Tabla N° 2. En estas

expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente y f_{py} el de fluencia, ambos del acero de presfuerzo. La diferencia entre los esfuerzos debidos a la fuerza del gato e inmediatamente después de la transferencia (de 0.74 a 0.80 de f_{sr} o de 0.82 a 0.94 f_{py}), permite que los torones se tensen entre esos valores para que al momento de la transferencia y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se cuente con un esfuerzo menor que 0.74 f_{sr} ó 0.82 f_{py} , que son los esfuerzos máximos permisibles en el acero de presfuerzo una vez que se encuentra aplicado en el concreto. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.10).

Debe tomarse el menor de los valores propuestos en la Tabla N° 3 y el recomendado por el fabricante. A criterio del diseñador, los esfuerzos finales se deben reducir cuando la estructura esté sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.11)

4.2.7 Deflexiones

En un miembro presforzado típico, la aplicación de la fuerza presforzante producirá una flecha hacia arriba. El efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contraflecha. Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.11).

- ✓ **Deflexiones iniciales:** La deflexión inicial (D_i) se calcula en la etapa de transferencia como la suma de la deflexión (D_{pi}) debida a la fuerza presforzante inicial incluyendo pérdidas iniciales más la deflexión inmediata (D_{pp}) debido al peso propio que se calcula fácilmente por los métodos convencionales. (D_{pi}) puede hallarse basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos; sin embargo, para los casos comunes, la deflexión al centro del claro (D_{pi}) se puede calcular directamente de las ecuaciones convencionales. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.12).

- ✓ **Deflexiones finales:** Las deflexiones diferidas de miembros de concreto presforzado deberán calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo cargas sostenidas e incluyendo los efectos de flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero. Estas deflexiones que consideran los efectos de larga duración debidos a la fuerza presforzante después de las pérdidas diferidas, se pueden calcular como la suma de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del presfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto. La deflexión final del miembro bajo la acción de P_e , considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza presforzante constante e igual al promedio de sus valores inicial y final. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.12).

4.2.8 Pérdidas de presfuerzo

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza

aplicada por el gato. Esta reducción de la fuerza efectiva, llamada pérdida, puede llegar a ser mayor al 30 por ciento en los elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar en un diseño poco conservador, y las consecuencias se reflejarán a largo plazo una vez que todas las pérdidas se presenten. Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última cuando se evalúa la resistencia del elemento, las pérdidas no influyen debido a que esta resistencia es función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.13).

- ✓ **Pérdidas por relajación del acero.** Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como Acero de Baja Relajación o LO-LAX, y deben de preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 10).

- ✓ **Pérdidas instantáneas o inmediatas:** Deslizamiento del anclaje. En los miembros postensados la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de dispositivos de anclaje. Existe inevitablemente un deslizamiento entre estos dispositivos y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje. Lo

mismo sucede en los elementos pretensados al momento en que la fuerza presforzante se transfiere de los gatos a los anclajes colocados en los muertos, aunque en general esta pérdida se desprecia debido a la eficiencia de los equipos utilizados en pretensado. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.13).

- ✓ **Pérdidas por fricción:** Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el proceso de tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.14).

- ✓ **Pérdidas por desviación de torones:** Similar a las pérdidas por fricción en elementos postensados, los mecanismos de desvío de torones, que se utilizan con la finalidad de mejorar el comportamiento del elemento ante cargas de servicio, pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.14).

- ✓ **Pérdidas por acortamiento elástico:** Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.14).

- ✓ **Pérdidas por relajación instantánea:** Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida: la que corresponde al momento de hacer el tensado, y la que se presenta a lo largo del tiempo. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.15).

- ✓ **Pérdidas diferidas o a largo plazo:** Contracción. La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Lo anterior se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.15).

- ✓ **Pérdidas por flujo plástico:** Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p.16).

4.2.9 Métodos de verificaciones en el diseño del concreto presforzado

- ✓ **Resistencia a flexión:** La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Dicha resistencia no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviera que

sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo. El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 16).

- ✓ **Revisión por acero mínimo:** En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer presfuerzo o refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 20).

- ✓ **Cortante:** Los elementos de concreto presforzado generalmente poseen refuerzo para resistir cortante. Esto es con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, que puede predecirse con mayor certidumbre y está anticipada por agrietamientos y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir. En el análisis de cortante por flexión no deben compararse los esfuerzos actuantes contra los permisibles ya que los

primeros siempre serán mucho más pequeños que la resistencia del concreto. La falla por cortante que el ingeniero debe evitar es la debida al esfuerzo de tensión diagonal en el concreto producido por el esfuerzo cortante actuando solo o en combinación con los esfuerzos normales longitudinales. (Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC, p. 21).

4.3 PUENTES

Se define como una estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial. Se considera como puente la estructura cuya luz, entre ejes de apoyo es igual o mayor que 6.0 m y que forma parte de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, p. 02).

4.3.1 Partes del puente

- a) **Superestructura:** Se denomina superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal. (P. Gómez 2014, p. 37).
 - b) **subestructura:** Está conformado por los elementos estructurales que soportan la superestructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan estribos o pilares. Los estribos son los apoyos extremos del puente, mientras que los pilares son los apoyos intermedios. (P. Gómez 2014, p. 39).
- ✓ **Estribos:** Son los elementos estructurales de apoyo que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura y desplazamiento horizontal. Los estribos están conformados por una losa de fundación que

transmite el peso de los estribos directamente al suelo. (P. Ramírez 2010, p. 05).

✓ **Pilares:** Son elementos estructurales de apoyo intermedio en los puentes continuos, los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones, están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, fuerzas de desplazamiento, etc. (P. Ramírez 2010, p. 04).

c) **Fundaciones:** Se encuentran bajo el terreno de la superficie, son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se contrae dando origen a los asentamientos. (A. Nilson, 2000. P. 499).

4.3.2 Categoría e importancia para fines del diseño sísmico

El propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia. (Manual de Diseño de Puentes 2019, p. 60).

✓ **Puentes críticos:** Son aquellos puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todo tipo de vehículos después del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por vehículos de emergencia para propósitos de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un gran sismo, por ejemplo, un evento de periodo de retorno de 2500 años. (Manual de Diseño de Puentes 2019, p. 60).

✓ **Puentes esenciales:** Son aquellos puentes que deberían, como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa

inmediatamente después del sismo de diseño, con un periodo de retorno de 1000 años. (Manual de Diseño de Puentes 2019, p. 60).

- ✓ **Otros puentes:** Pueden ser cerrados para reparación después de un sismo máximo probable, 2500 años de periodo de retorno. (M. Minchán 2016, p. 51).

4.3.3 Clasificación de puentes

- ✓ **Puentes convencionales:** Se considera puentes convencionales aquellos cuyas superestructuras son losas, vigas, vigas compuestas, vigas cajón, vigas reticuladas, sobre pilares simples o con múltiples columnas, pilares tipo pared o pila de pilotes. Además, están fundados sobre zapatas extendidas, poco profundas, o sobre pilotes o pilotes perforados. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, p. 126).
- ✓ **Puentes no convencionales:** Los puentes no convencionales incluye puentes con superestructuras suspendidas de cables, puentes con torres reticulados o pilares vacíos para subestructuras y puentes en arcos. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, p. 126).

4.3.4 Fallas en puentes

Los puentes pueden fallar por motivos muy variados. El diseño del puente debe ser multidisciplinario donde se enfoque conceptos estructurales, geotécnicos, hidrológicos, constructivos, inestabilidad de suelos (licuefacción) etc. Todos estos criterios deben interactuar en forma conjunta para poder obtener una estructura segura. (C. Vargas 2017, p. 15).

Imagen N° 18

Sismo de Kobe de 1995



Fuente: C. Vargas 2017, p. 16

4.3.4.1 Principales fallas por sismo en puentes continuos

a) Fallas por desplazamientos

- ✓ **Fallas en claros debido a desasiento en juntas de movimiento:** Ha habido muchos puentes fallados a causa del movimiento relativo de los claros en la dirección longitudinal que excede las longitudes de asiento, produciendo un desasiento en las juntas de movimiento no restringidas. Este ha sido un problema particular para puentes de varios claros con pilas altas. Marcos adyacentes separados por juntas de movimiento pueden moverse fuera de fase, aumentando el desplazamiento relativo a través de la junta. La Imagen N° 19 muestra el ejemplo de un claro colapsado en el terremoto de San Fernando en 1971. Aunque se proporcionaron tornillos sujetadores de unión para las juntas de movimiento en este puente, estos tenían resistencia insuficiente para impedir el movimiento relativo longitudinal. (L. Méndez 2003, p. 104).

Imagen N° 19

Colapso de puente a causa de terremoto de San Fernando 1971



Fuente: Mitchell, 2006

- ✓ **Falla por falta de apoyo:** Debido a los grandes desplazamientos que puede experimentar un puente ante un sismo, la longitud de apoyo puede resultar insuficientes, así como los topes que lo restringen y en consecuencia los puentes pueden fallar o colapsar. (C. Vargas 2017, p. 17).

- ✓ **Falla por golpeo con estructuras existentes:** Debido un mal cálculo de los movimientos del puente, estos chocan entre si ocasionando daño en su estructura. (C. Vargas 2017, p. 17).

- b) Fallas en pilares:**
 - ✓ **Falla por flexión:** En este tipo de falla la capacidad por flexión se ve superada resultando en degradación en la zona de rótulas plástica. (C. Vargas 2017, p. 18).

 - ✓ **Falla por cortante:** En este tipo de falla la capacidad por cortante se ve superada y ocurre una falla frágil. No hubo un buen criterio de diseño por capacidad y falló por corte. (C. Vargas 2017, p. 18).

- ✓ **Falla por aplastamiento:** En este tipo de falla el refuerzo longitudinal se pandea, los estribos por lo general son insuficientes, el efecto triaxial de esfuerzos es nulo y entonces la sección de concreto pierde capacidad resistente y finalmente el concreto se aplasta. (C. Vargas 2017, p. 19).
- ✓ **Falla por mal detallado del acero de refuerzo:** Este tipo de falla se produce por una insuficiente longitud de anclaje y/o traslape del acero longitudinal o un insuficiente espaciamiento de estribos que resulta en pobre efecto de confinamiento. (C. Vargas 2017, p. 19).

4.4 DISPOSITIVOS DE APOYO:

Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas de la superestructura a la subestructura. Generalmente son metálicos o de elastómeros. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, p. 52).

4.4.1 Longitud mínima de la cajuela en los estribos

(División I-A Diseño sísmico, AASHTO). Longitud mínima de los apoyos entre la losa y los estribos “N” (longitud de la cajuela).

Tabla N° 4

Longitud Mínima de los Apoyos Entre la Losa y los Estribos

Categoría de desempeño sísmico	Ecuación para longitud mínima de apoyo (N) en mm
A y B	$(203+1.67L+6.66H) (1+0.000125 S^2)$
C y D	$(305+2.5L+10H) (1+0.000125 S^2)$

Fuente: División I-A Diseño sísmico, AASHTO

Donde:

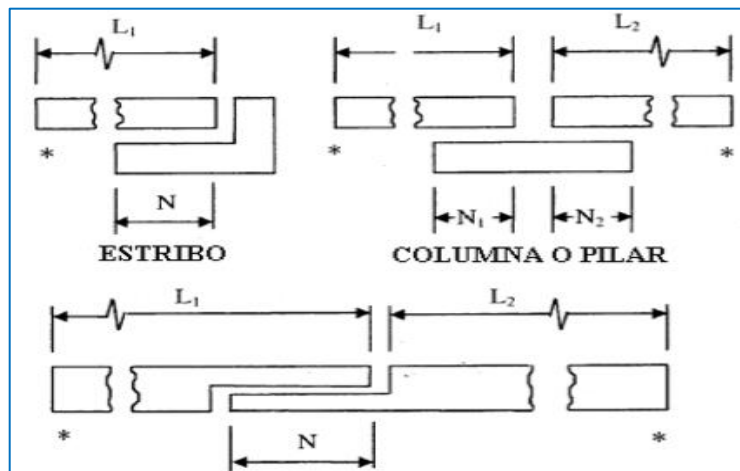
L: Longitud total libre de la superestructura

S: Angulo del sesgo del apoyo en grados

H: Altura de los estribos, columnas o promedio de la altura de dos columnas o pilas adyacentes, en metros; para claros de un solo tramo $H = 0$.

Figura N° 6

Dimensiones para requerimiento mínimo de soporte



Fuente: División I-A Diseño sísmico, AASHTO

CAPITULO V

5 MARCO TEÓRICO Y NORMATIVO

5.1 CARGAS

5.1.1 Carga muerta (D_c)

La carga muerta se refiere a todas las cargas que es producida por el peso propio de la estructura como tal, en este caso, la carga muerta se refiere a todo el hormigón, asfalto (D_w), acero de refuerzo y acero de pretensado que conforman la estructura del puente. Esta carga se calcula utilizando el tamaño de las secciones, el volumen de cada material y la densidad específica de cada uno de los materiales. Así se calcula el peso de toda la estructura y por ende la carga que la misma estructura produce. (J. Araújo 2011, p. 38).

D_C = cargas permanentes

D_W = cargas de superficie de rodadura (asfalto)

5.1.2 Carga por sismo

La carga por sismo es muy importante dentro del diseño y se la modela como una fuerza estática que afecta a la estructura en la base de la misma ya que es una fuerza que se transmite por el suelo. Esta carga se modela como una fuerza que actúa como un cortante basal de magnitud variable dependiendo de la sismicidad de la zona en donde

se vaya a construir la estructura, el tipo de suelo y el tipo de estructura. Esta fuerza generalmente se considera como un porcentaje de la fuerza de gravedad. Puede también modelarse con sistemas computacionales utilizando espectros de diseño basados en datos estadísticos de sismos en la zona. (J. Araújo 2011, p. 39).

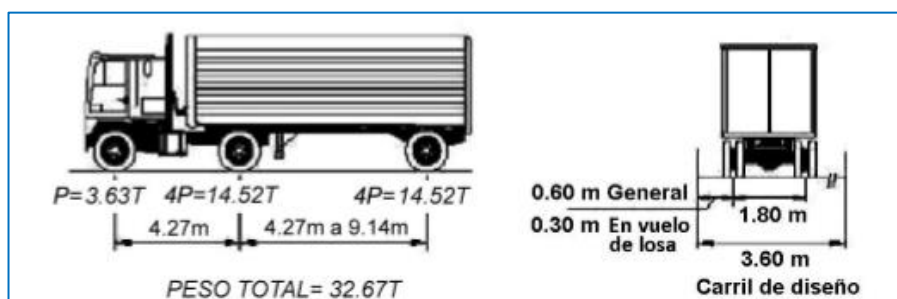
5.1.3 Carga viva o carga móvil (LL Y PL)

Generalmente especificada mediante camiones y trenes de carga idealizados, o cargas distribuidas equivalentes con eje de cargas concentradas. (A. Rodríguez 2016, p. II-1).

- ✓ **Camión de diseño (LL):** Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán: la distancia entre los dos ejes posteriores de carga ($P = 14.52 \text{ Tn}$) será tomada entre los límites de (4.27 m - 9.14 m), y la distancia entre el eje delantero y el posterior intermedio será como: de carga ($P = 3.63 \text{ Tn}$) y de una longitud de (4.27m). Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos (IM). (A. Rodríguez 2016, p. II-2)

Figura N° 7

Camión de Diseño (LL)



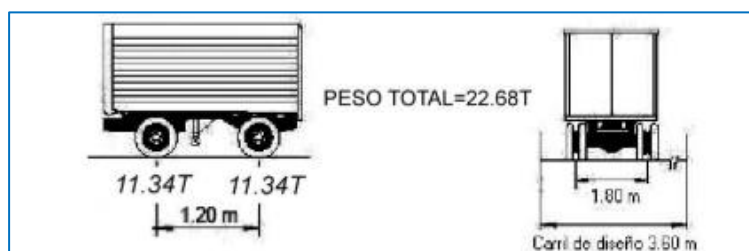
Fuente: Arturo Rodríguez Serquén 2016 p. II-2

- ✓ **Tandem de diseño:** El tándem de diseño consiste en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 11.34 Tn; espaciados a 1,20 m. La distancia entre

las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos (IM). (A. Rodríguez 2016, p. II-2).

Figura N° 8:

Tándem de Diseño (Td)

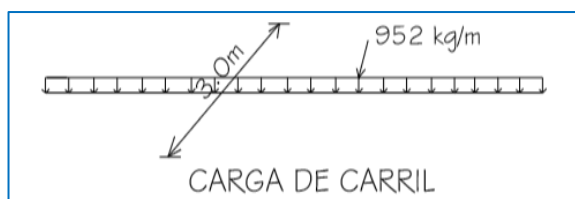


Fuente: Arturo Rodríguez Serquén 2016 p. II-2

- ✓ **Carga de carril de diseño o sobrecarga distribuida:** Se considerará una sobrecarga de (952 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.0 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga. (A. Rodríguez 2016, p. II-2).

Figura N° 9

Carga de Carril de Diseño



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2016, p. II-2

- ✓ **Presencia múltiple por sobrecarga:** Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de

vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la Tabla N° 05. (A. Rodríguez 2016, p. II-3).

Tabla N° 5

Factores de Presencia Múltiple por Número de Vías

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: *Manual de Diseño de Puentes 2016, 2.4.3.2.2.*

- ✓ **Cargas peatonales sobre veredas:** Se deberá aplicar una carga peatonal de (367 kg/m²) en todas las veredas de más de (0.60 m) de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.6.1).

5.2 ESTUDIO SÍSMICO

La filosofía de diseño sismoresistente, tiene como objetivo que los puentes permanezcan funcionales y que sus componentes estructurales se comporten dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento sísmico moderado; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, 1.4).

La filosofía sismoresistente indican que los puentes deben: durante un sismo leve y moderado la estructura debe comportarse en el rango elástico, y al actuar un sismo severo, debe poder incursionar en el rango no lineal o inelástico, para lo cual debe tener la resistencia y ductilidad suficiente para disipar energía. (J. Acero. 2004 p. 14).

- ✓ Resistir sismos menores dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daños. (J. Acero. 2004 p. 14).
- ✓ Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable. (J. Acero. 2004 p. 14).
- ✓ Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente; se aceptan daños, los cuales deben ser detectados fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación. (J. Acero. 2004 p. 14).
- ✓ Se deben utilizar magnitudes realistas para el sismo de diseño. (J. Acero. 2004 p. 14).

5.2.1 Vulnerabilidad sísmica de puentes

La vulnerabilidad es la susceptibilidad o predisposición con que una estructura se daña ante un evento extremo como un sismo, o el grado de pérdidas esperado. (C. Vargas 2017, p. 20).

Condición en la cual los asentamientos humanos o los edificios se encuentran en peligro en virtud de su proximidad a una amenaza, la calidad de la construcción. (L. Méndez 2003, p. 96).

5.2.2 Amenaza o peligrosidad sísmica

Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado. Amenaza o peligro, entendida como la probabilidad de que se presente un suceso con una intensidad mayor o igual durante un período de exposición. (L. Méndez 2003, p. 96).

5.2.3 Fundamentos para determinación de la aceleración sísmica y aceleración pico del suelo (PGA)

La aceleración sísmica se define como la medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del terreno durante un terremoto. Normalmente la unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Es la medida de un terremoto más utilizada en ingeniería y el valor de diseño establecido en las normativas sísmicas, permitiendo diferenciar, a su vez, las zonas de riesgo sísmico. Durante un terremoto el daño en las estructuras está íntimamente relacionado con la velocidad y la aceleración sísmica. (L. González 2010, p. 12).

- ✓ **Definición de clases de sitio:** Los sitios se clasifican según la Tabla N° 06, de acuerdo a su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a 100ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas también pueden usarse para la clasificación. (A. Rodríguez 2016, p. II-10).

Tabla N° 6

Clases de Sitio y Tipos de Suelo

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000 \text{ ft/s}$
B	Roca con $2,500 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 5,000 \text{ ft/s}$
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 2,500 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ft, o $\bar{S}_u > 2.0 \text{ ksf}$
D	Suelo rígido con $600 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 1,200 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0 \text{ ksf}$
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600 \text{ ft/s}$ o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ft o $\bar{S}_u < 1.0 \text{ ksf}$, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5 \text{ ksf}$
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10 \text{ ft}$ de turba o arcilla altamente orgánica donde $H = \text{espesor del suelo}$) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25 \text{ ft}$ con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120 \text{ ft}$)

Fuente: Manual de Diseño de Puentes 2016, 2.4.3.11.2.1.1

- ✓ **Factores de sitio:** Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , serán usados en el período cero y en el rango de períodos corto y largo. Los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1 que se elaboren mediante estudios para las distintas zonas del país de acuerdo a los mapas de isoaceleraciones espectrales para el tipo de suelo B y Tablas N° 07, N° 08 y N° 09 (A. Rodríguez 2016, p. II-10).

Tabla N° 7*Coefficiente de Sitio F_{pga}*

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.2.1.2**Tabla N° 8***Coefficientes de Sitio F_a*

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (S_s) ¹				
	SS < 0.25	SS = 0.50	SS = 0.75	SS = 1.00	SS > 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.2.1.2**Tabla N° 9***Coefficientes de Sitio, F_v*

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Arturo Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.2.1.2

✓ **Mapas de isoaceleración espectral:**

Imagen N° 20

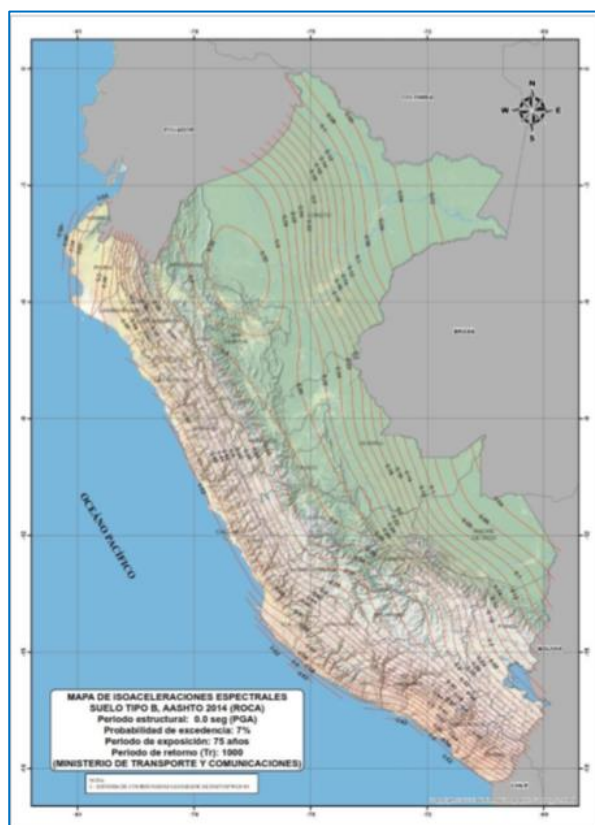
Mapas de Isoaceleración espectral



Fuente: *Manual de Diseño de Puentes 2016, p. 573*

Imagen N° 21

Mapas de Isoaceleración espectral

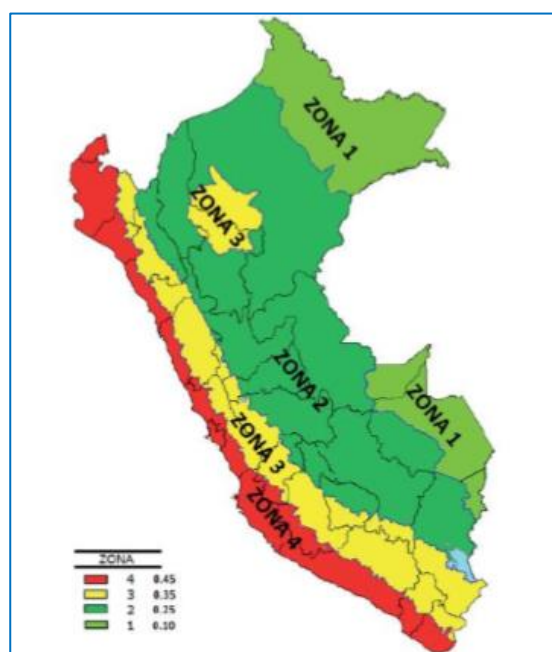


Fuente: *Manual de Diseño de Puentes 2016, p. 576*

- ✓ **Zonificación sísmica:** El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Imagen N° 22. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral. (Norma E030 2018, 2.1).

Imagen N° 22

Las cuatro zonas sísmicas del Perú



Fuente: Norma E030

- ✓ **Efectos de sitio:** (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, p. 136), en el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), SS (0.2s) y S1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño. Dichos periodos se determinarán con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B, que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años).

- ✓ **Caracterización del peligro sísmico:** Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la Tabla N° 10. Estas zonas sísmicas reflejan cómo el riesgo sísmico varía a lo largo del país, y se utilizan para permitir diferentes requisitos para los métodos de análisis, longitudes de apoyo mínimas, detalles del diseño de columnas, y procedimientos de diseño de fundaciones y estribos. (AASHTO 2014, 3.10.6).

Tabla N° 10

Zonas Sísmicas

Coeficiente de Aceleración, S_{D1}	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, 2.4.3.11.5

5.2.4 Espectros de diseño sísmico según la norma AASHTO

De acuerdo a las consideraciones de la (AASHTO 2014), empleadas en el diseño de obras viales, menciona que para el diseño sísmico de puentes se le asigna un análisis sísmico probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años con lo cual se obtienen parámetros de construcción del espectro de diseño. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, Apéndice A3).

El procedimiento establece que en base a mapas de isoaceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento crítico y para periodos de 0.2s y 1.0s, se obtienen los parámetros de aceleración S_s y S_1 , y mediante los coeficientes de sitio F_a y F_v , se construyen las curvas de diseño para el espectro de respuesta de aceleraciones para diferentes clases de Sitio, dependiendo del modelo de atenuación utilizado. Debido a

que en el presente Manual se han generado mapas de isoaceleraciones espectrales, se pueden obtener valores de aceleración del suelo en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 1000 años. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, Apéndice A3).

Siguiendo con lo establecido en la Norma, el espectro de diseño sísmico se obtiene mediante la estimación del coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Estos coeficientes se obtienen de la siguiente manera. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, Apéndice A3).

$$A_s = F_{pga} \times PGA \quad \text{Ec. 01}$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad \text{Ec. 02}$$

$$S_{D1} = F_v \times S1 \quad \text{Ec. 03}$$

5.2.5 Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico

Se refiere al espectro de respuesta sísmica como la representación gráfica de los valores máximos de respuesta para diferentes periodos de vibración natural u otro parámetro. Esta herramienta es útil para el área del diseño sismo resistente. (R. Huapaya, 2017 p. 46).

Para periodos menores o iguales a T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento m th de vibración, C_{sm} , será tomado como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \times (T_M/T_0) \quad \text{Ec. 04}$$

El coeficiente de respuesta sísmica elástica se puede normalizar empleando la aceleración del terreno para calcular C_{sm} y graficando el resultado en función del

período de vibración, en base a un amortiguamiento del 5 por ciento. (AASHTO 2014, C3.10.6.1).

Una vez determinados los parámetros indicados, las ordenadas del espectro de respuesta de diseño (C_{sm}) se determina teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

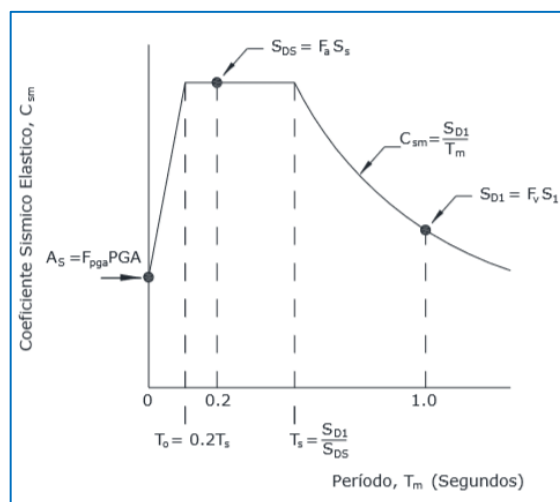
$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) X \frac{T}{T_0} + A_s \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{SD_1}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_s$$

Figura N° 10

Diseño de espectro de respuesta



Fuente: *Manual de Diseño de Puentes 2016, Apéndice A3*

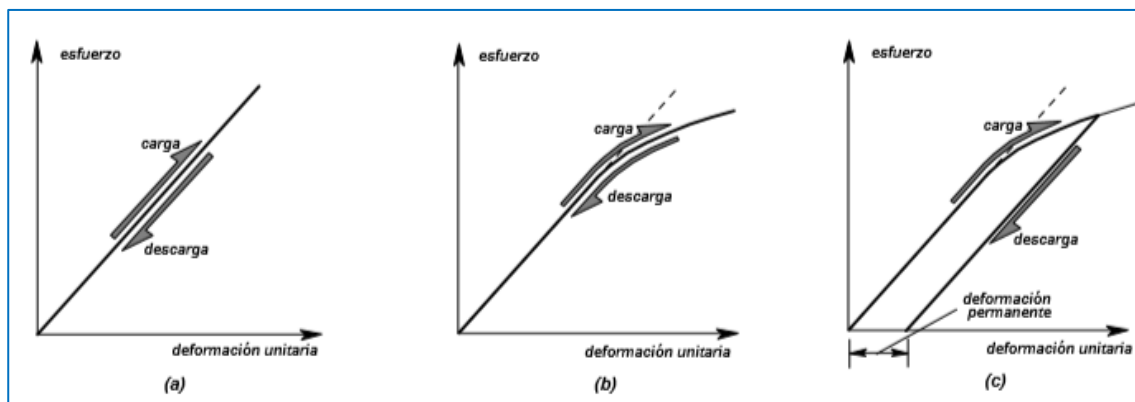
5.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES ELÁSTICOS E INELÁSTICOS

Desde el punto de vista técnico la elasticidad de un material se define como la capacidad de éste de volver a sus dimensiones originales, después de que se haya retirado una fuerza impuesta, recobrando totalmente la forma que tenía antes de imponer la fuerza. Por lo tanto,

el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente debido a que se haya aplicado y retirado la fuerza. Algunos materiales exhiben una relación esencialmente lineal entre esfuerzos y deformaciones, como muestra la Figura N° 11 (a), y se denominan materiales linealmente elásticos. Otros materiales muestran alguna curvatura en sus relaciones esfuerzo-deformación, como se muestra en la Figura N°11 (b); y se denominan materiales no linealmente elásticos. En ambos casos la curva de carga y de descarga es la misma. Un tercer caso es el material inelástico, en el cual la descarga no ocurre siguiendo la misma trayectoria de la carga y se presenta deformación permanente, como muestra la Figura N° 11 (c). (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 71).

Figura N° 11

Propiedad de los materiales elásticos e inelásticos



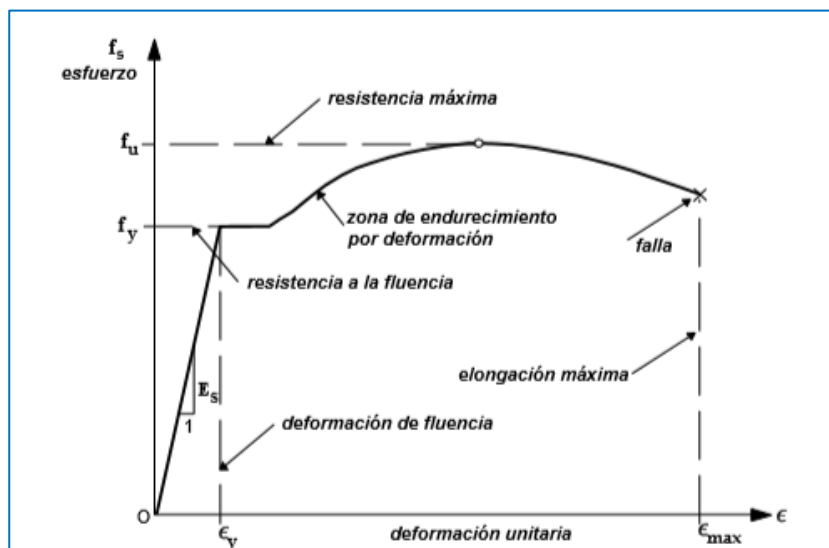
Fuente: Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 72

5.3.1 Curva de esfuerzo deformación del acero

En la Figura N° 12 se muestra la curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo. Allí puede verse que el acero es linealmente elástico hasta que llega al punto de fluencia. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 72).

Figura N° 12

Curva de esfuerzo deformación de acero de refuerzo



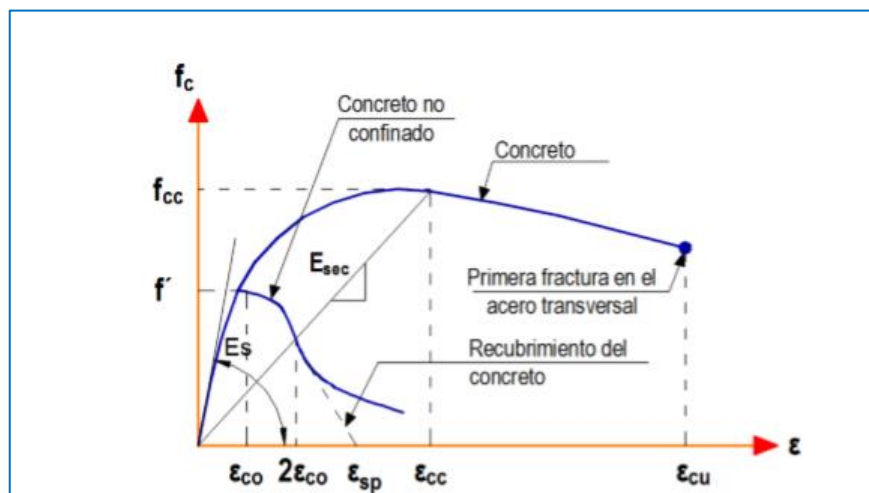
Fuente: Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 72

5.3.2 Modelo esfuerzo deformación de concreto confinado y no confinado

- ✓ **Modelo de Mander:** Este modelo propuesto por Mander (1988), está definido por una curva continua que considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión del concreto. Es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas. (R. Calcina 2017, p. 16).
- ✓ En este modelo la deformación unitaria última o de falla del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la Figura N° 13, se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander 1988. (R. Calcina 2017, p. 16).

Figura N° 13

Modelo esfuerzo deformación de concreto confinado y no confinado



Fuente: R. Calcina 2017, p. 17

Resistencia máxima del concreto confinado:

$$f_c = \frac{x X r X f_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec. 06}$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{Ec. 07}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{cc}} \quad \text{Ec. 08}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec. 09}$$

$$f_{cc} = f'_c X \left(2.254 X \sqrt{\left[1 + \frac{7.94 X f'_1}{f'_c} \right]} - \frac{2 X f'_1}{f'_c} - 1.254 \right) \quad \text{Ec. 10}$$

$$f_{cc} = 5000 X \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 11}$$

$$f_{cc} = 60000 X \sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad \text{Ec. 12}$$

Dónde:

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c : Resistencia máxima del concreto no confinado

ε_c : Deformación unitaria del concreto

ε_{cu} : Deformación unitaria última

ε_{co} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c

ε_{sp} : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto

ε_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo

E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} : Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo

f'_c : Resistencia máxima a compresión de un espécimen de concreto sin confinar

f'_{cc} : Resistencia máxima a compresión del concreto confinado

ε_{cc} : Deformación unitaria en el punto de máximo esfuerzo a la compresión

f'_1 : Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

5.3.3 Modelo de las secciones elástico e inelásticos

- ✓ **Columnas:** Son los elementos verticales, que reciben las cargas de la superestructura del puente con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, se trata de proporcionar la rigidez lateral en las dos direcciones. Las columnas se flexionarán bajo la acción de los momentos y tendrán a producir compresión en un lado de las columnas y tensión en el otro. Según sean las magnitudes relativas de los momentos y las cargas axiales. (G, Gil 2018, p. 71).

5.3.3.1 Solicitaciones en las pilas del puente continuo

Las pilas de puente se deberán diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. (ASSHTO 2014, 11.7.1).

5.3.3.2 Pilares con dos o más columnas

Para caballetes con dos o más columnas se deberán determinar las solicitaciones tanto en el plano del caballete como en el plano perpendicular al del caballete. En el plano perpendicular al del caballete las fuerzas se deberán determinar como en el caso de las columnas individuales. En el plano del caballete las fuerzas se deberán determinar, como se indica a continuación. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).

- ✓ **Paso 1:** Determinar las sobre resistencias al momento de las columnas. Utilizar un factor de resistencia, ϕ , igual a 1.3 para columnas de hormigón armado y 1,25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial inicial se debería determinar usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).
- ✓ **Paso 2:** Usando la sobre resistencia al momento calcular las correspondientes fuerzas de corte de las columnas. Sumar los cortes de las columnas del caballete para determinar la máxima fuerza de corte para el pilar. Si hay un muro de altura parcial entre las columnas, la altura efectiva de las columnas se debería tomar a partir de la parte superior del muro. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).
- ✓ **Paso 3:** Aplicar la fuerza de corte del caballete en el centro de masa de la superestructura encima de la pila y determinar las fuerzas axiales en las columnas debidas al vuelco cuando se desarrollan las sobre resistencias al momento. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).
- ✓ **Paso 4:** Usando estas fuerzas axiales de las columnas como EQ en la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, determinar la sobre resistencia al

momento revisada de las columnas. Con las sobre resistencias revisadas calcular las fuerzas de corte de las columnas y la máxima fuerza de corte para el caballete. Si la máxima fuerza de corte del caballete no está a ± 10 por ciento del valor determinado anteriormente, utilizar esta fuerza máxima de corte para el caballete y regresar al Paso 3. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).

5.3.3.3 Fuerzas de diseño para pilares

Las fuerzas de diseño serán aquellas determinadas para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, excepto si en su dirección débil el pilar se diseña como una columna. Si el pilar se diseña como una columna, las fuerzas de diseño en la dirección débil serán como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3d y se deberán aplicar todos los requisitos de diseño para columnas, tal como se especifican en la Sección 5. Si en la dirección débil se utilizan las fuerzas debidas a la rotulación plástica, para determinar el momento elástico se deberá aplicar la combinación de fuerzas especificada en el Artículo 3.10.8, y luego el momento elástico se deberá reducir aplicando el factor R que corresponda. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3e).

5.3.3.4 Requisitos para el diseño sismoresistente

El objetivo de los requisitos de diseño adicionales del presente artículo es aumentar la probabilidad de que el diseño de los componentes de un puente sea consistente con la filosofía general de diseño de ATC 6, especialmente para puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4, y minimizar el potencial de ocurrencia de las fallas observadas durante eventos sísmicos del pasado. El objetivo de los requisitos adicionales para diseño de columnas indicados en este artículo para puentes

ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 es asegurar que las columnas tengan ductilidad razonable y se vean forzadas a fallar por flexión, a la vez que minimizar el potencial de falla por corte, compresión o pérdidas de anclaje. Los requisitos adicionales para pilares proveen algo de resistencia inelástica; sin embargo, el factor R especificado en la Sección 4 para pilares es para garantizar que la resistencia inelástica anticipada sea significativamente menor que la de las columnas. La demanda de ductilidad real sobre una columna o pilar es una función compleja que depende de numerosas variables. (ASSHTO 2014, C5.10.11.1).

El potencial de que una columna resulte dañada también está relacionado con la relación entre la duración del movimiento vibratorio y el período natural de vibración del puente. Esta relación será un indicador del número de excursiones de fluencia y, por lo tanto, de la demanda de ductilidad acumulada. (ASSHTO 2014, C5.10.11.1).

5.3.3.5 Requisitos para columna zonas sísmicas 3 y 4

Para los propósitos del presente artículo, un apoyo vertical será considerado como una columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual que 2,5. En el caso de las columnas acampanadas, la máxima dimensión en planta se deberá tomar en la mínima sección de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor que 2,5 se deberán aplicar los requisitos para pilares del Artículo 5.10.11.4.2. Un pilar se puede diseñar como pilar en su dimensión resistente y como columna en su dirección débil. (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.).

5.3.3.6 Armadura longitudinal

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área transversal bruta, A_g . (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1a.).

5.3.3.7 Resistencia a la Flexión

La resistencia biaxial de las columnas no deberá ser menor que la requerida para flexión, según se especifica en el Artículo 3.10.9.4. Las columnas se deberán investigar para ambos casos de carga extrema, según se especifica en el Artículo 3.10.8, en el estado límite correspondiente a evento extremo. Tanto para columnas con armadura en espiral como para columnas con estribos cerrados, los factores de resistencia del Artículo 5.5.4.2 se deberán reemplazar por el valor 0,50 si la carga axial extrema mayorada para la columna es mayor que $0,20f_cA_g$. Si la carga axial extrema mayorada está comprendida entre $0,20f_cA_g$ y 0,0 el valor de ϕ se puede incrementar linealmente desde 0,50 hasta 0,90. (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1b.).

5.3.3.8 Fuerza de diseño a cortante por capacidad

La fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura. (G, Gil 2018, p. 89).

Fuerzas axiales: Las cargas axiales máximas y mínimas determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando EQ como la carga axial determinada usando la iteración final del Paso 3 y tratada como positiva y negativa. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3C).

5.3.3.9 Fuerzas de diseño para columnas

Fuerzas axiales: Las fuerzas de diseño máximas y mínimas determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I ya sea tomando los valores de diseño elásticos determinados o bien tomando los valores correspondientes a la rotulación plástica de la columna como EQ. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3d).

Momentos: Los momentos de diseño modificados determinados para la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3d).

Corte: El menor de los siguientes: el valor de diseño elástico determinado para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I con las cargas sísmicas combinadas como se especifica en el Artículo 3.10.8 y usando un factor R igual a 1 para la columna, o el valor correspondiente a la rotulación plástica de la columna. (ASSHTO 2014, 3.10.9.4.3d).

5.3.3.10 Corte y armadura transversal en las columnas

La fuerza de corte mayorada V_u en cada eje principal de cada columna y caballete de pilotes deberá ser como se especifica en el Artículo 3.10.9.4. La cantidad de

armadura transversal no deberá ser menor que lo especificado en el Artículo 5.8.3. Los siguientes requisitos se aplican para las regiones extremas de los extremos superior e inferior de la columna y los caballetes de pilotes: (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1c.).

5.3.3.11 Armadura transversal de confinamiento para las rótulas plásticas

Los núcleos de las columnas y caballetes de pilotes se deberán confinar por medio de armadura transversal en las regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. La armadura transversal de confinamiento deberá tener una tensión de fluencia no mayor que la de la armadura longitudinal, y la separación se deberá tomar como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1e. Para una columna circular, la cuantía volumétrica de armadura en espiral, ρ_s , deberá satisfacer la requerida por el Artículo 5.7.4.6 o bien: (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1d.).

$$\rho_s \geq 0.12 X \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

f_y : Tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)

Dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, los empalmes de las armaduras en espiral deberán ser empalmes totalmente soldados o bien conexiones totalmente mecánicas. (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1d.).

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo de columna. (ASSHTO 2014, 5.10.11.4.1d.).

- ✓ La barra debe ser un estribo cerrado o un zuncho continuo.
- ✓ Un estribo cerrado puede estar formado por varios elementos con ganchos de 135° y prolongaciones de seis diámetros en ambos extremos, pero estas prolongaciones nunca deben ser menores que 75 mm.
- ✓ Un zuncho continuo deberá tener en cada uno de sus extremos un gancho de 135° y una prolongación de seis diámetros, pero no menor que 75 mm, que se enganche en la armadura longitudinal.

5.4 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- ✓ **Resistencia:** Es la capacidad de un cuerpo, elemento o estructura de soportar cargas sin colapsar. La resistencia depende de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos (resistencia mecánica, módulo de elasticidad, etc.) y del tamaño de la sección.

(<https://civilgeeks.com/2011/09/27/resistencia-vs-rigidez/>)

- ✓ **Rigidez:** Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones. También podría definirse como la capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente. La rigidez depende también del módulo de elasticidad, la sección, pero también de la Inercia y la longitud del elemento.

(<https://civilgeeks.com/2011/09/27/resistencia-vs-rigidez/>)

✓ **Ductilidad:** Se define como la capacidad que tiene una estructura para desplazarse en el rango plástico a través de varios ciclos de respuesta, sin una significativa degradación de su resistencia o de su rigidez. Se ha demostrado que la ductilidad y la redundancia estructural son los medios más eficaces para proporcionar seguridad contra el colapso. Los terremotos identifican debilidades estructurales y concentran el daño a estas posiciones. Típicamente, los puentes tienen poca o ninguna redundancia en los sistemas estructurales, y por tanto una falla en un elemento estructural o conexión entre elementos puede conducir al colapso del sistema. (L. Méndez 2003, p. 103).

✓ **Capacidad:** Es la propiedad de absorber la energía de modo que puede deformarse la estructura sin colapsar para resistir al sismo, la estructura deberá ser capaz de desarrollar una ductilidad superior a la demanda. La ductilidad máxima se desarrolla una estructura cuando se expresa la relación ($D/C = 1.0$), nos indica que la estructura está en punto de fallar.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2013/04/28/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-7/>)

¿Por qué de forma inelástica? Porque las plastificaciones llevan asociada disipación de energía y la disipación de energía lleva asociado amortiguamiento y el amortiguamiento lleva asociado disminución de la demanda sísmica.

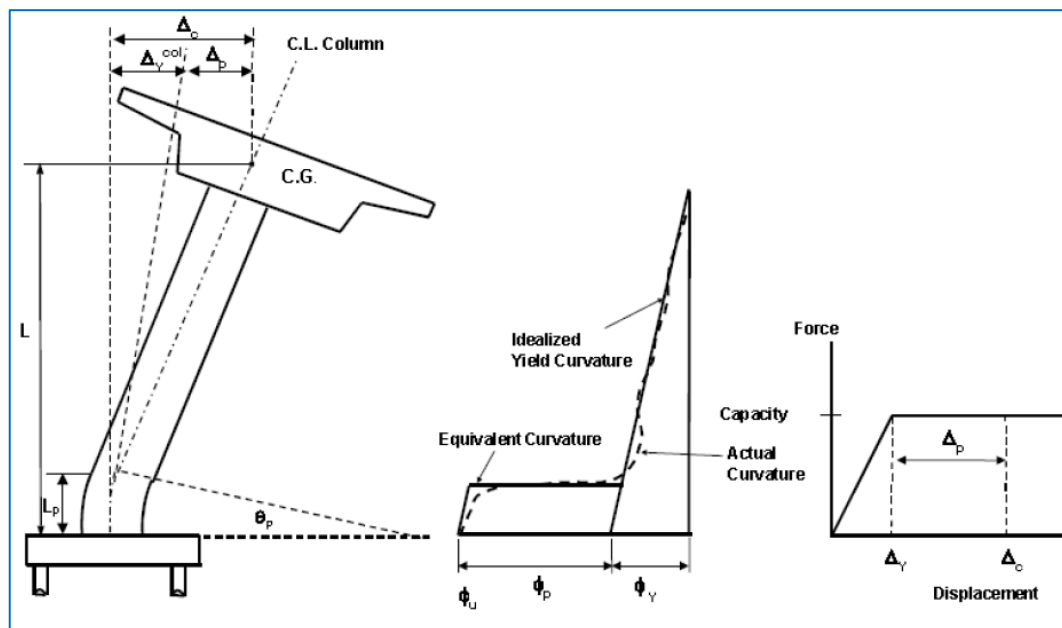
(<https://seismic06g.wordpress.com/2013/04/28/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-7/>)

¿Dónde se producen las plastificaciones y la disipación de energía? En las rótulas. Son éstas, por tanto, las responsables de que una estructura tenga ductilidad, de ahí la importancia de su correcto dimensionamiento.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2013/04/28/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-7/>)

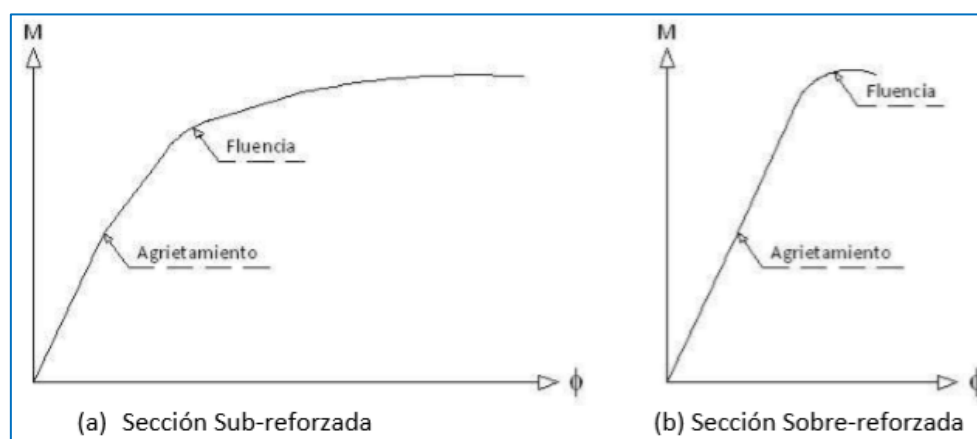
Figura N° 14

Rigidez vs la ductilidad

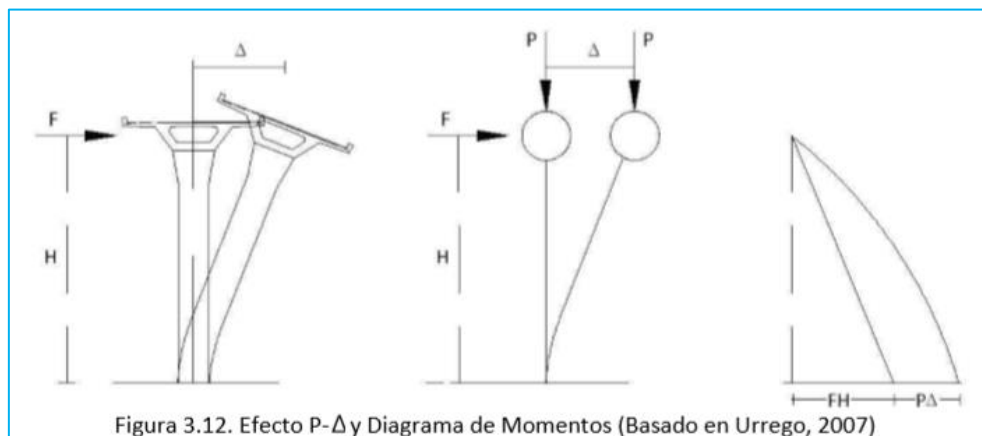


Fuente: <https://seismic06g.wordpress.com/2013/04/28/disenio-sismico-de-puente>

La importancia de la ductilidad en los elementos estructurales radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que ésta pueda deformarse sin colapsar la estructura, esta propiedad es básica en el diseño sismoresistente de puentes ya que al evitarse el colapso por causa de los eventos sísmicos y pueden salvarse. Cuanto más dúctil sea un elemento estructural, más podrá absorber energía sin fallar, situación que es ideal ante la incertidumbre sobre la precisión de los valores de las aceleraciones en el suelo y su desarrollo en el tiempo durante un sismo. En la Figura N°15 se observa los diagramas para secciones de concreto sub-reforzadas y sobre-reforzadas, es decir con cuantías de refuerzo menores y mayores a la cuantía balanceada, respectivamente. (A. Ospina 2012, p. 34).

Figura N° 15*Ductilidad de los elementos estructurales***Fuente:** A. Ospina 2012, p. 34

- ✓ **Efecto P- Δ :** En la Figura N° 16 puede observarse que el efecto P- Δ no solo reduce la capacidad de la columna a una fuerza lateral, sino que además también se modifica el diagrama de carga desplazamiento, en el sentido en que tanto la rigidez elástica como la rigidez posterior a la fluencia se reducen, presentándose casos en que esta última puede alcanzar valores negativos, siendo éste el caso en que los efectos P- Δ son mayormente perjudiciales para la estructura. (A. Ospina 2012, p. 57). Aunque los diseños sísmo resistentes se realizan con un espectro de diseño que es fijado por los códigos y las normativas, para una adecuada simulación de los efectos P- Δ tiene mucha validez realizar los análisis cronológicos con registros, así estos sean sintéticos, debido a que en los sismos largos se producen oscilaciones amplias que merecen un especial cuidado de los ciclos de histéresis en la sección de la subestructura. Estos efectos causan unos momentos mayores a los esperados en un diseño convencional y dependen de la flexibilidad de la estructura. (A. Ospina 2012, p. 57).

Figura N° 16*Los efectos de $P-\Delta$* **Fuente:** A. Ospina 2012, p. 57

- ✓ **Comportamiento elástico:** Las características y propiedades elásticas estarán dadas de acuerdo a cada tipo de material, cambios en estos valores debido a la madurez del concreto y a efectos ambientales deberán ser incluidos en el modelo. Las propiedades de rigidez estarán basadas en secciones agrietadas y/o no agrietadas consistentes con el comportamiento anticipado. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.6.3.1.2).
- ✓ **Comportamiento inelástico:** En un análisis inelástico un mecanismo de falla deseado y la localización de rótulas deberán ser determinados para estimar el efecto de la fuerza extrema. Se deberá demostrar que las secciones de los componentes que pueden sufrir deformación inelástica son dúctiles o se ductilizan mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes. En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia de los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión. Se deberá tomar en cuenta el deterioro de la integridad geométrica de la estructura que

pueden provocar las grandes deformaciones. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.6.3.1.3).

- ✓ **Rótulas plásticas:** Es importante destacar que la formación de rótulas en una estructura no implica que ésta se convierta en un mecanismo; una rótula es una articulación con capacidad para transmitir momentos, es decir, una vez que se alcanza el momento plástico en la unión, se considera que se ha formado la rótula y a partir de ese momento se producen giros, pero la articulación continúa siendo capaz de transmitir el momento plástico.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2012/04/29/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-3/>)

- ✓ Para los propósitos del análisis, se puede asumir que la energía absorbida por deformación inelástica en un componente estructural se concentra en rótulas plásticas y líneas de fluencia. La ubicación de estas secciones se puede establecer mediante aproximaciones sucesivas que permitan obtener una solución de límite inferior para la energía absorbida. Para estas secciones las curvas de histéresis momento-rotación se pueden determinar o verificar utilizando modelos analíticos verificados. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.6.5.3.2).

5.5 PROPIEDADES GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

5.5.1 Modos de vibración

Un modo representa la forma natural de vibración de la estructura, a cada uno le corresponderá una frecuencia o un período diferente. Los modos son adimensionales. (A. Daniel, 2016 p. 09).

Los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo. El primer modo de vibración nos puede estar indicando que la

estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico. Entonces, si se dice que los modos de vibración son los indicadores de la respuesta estructural, sería de mucha importancia conocer sus valores, y posteriormente establecer una diferencia numérica entre todos los modos para comprobar que el primero puede ser el más influyente al momento de puntualizarse un adecuado comportamiento estructural bajo la acción de un sismo. (A. Daniel, 2016 p. 09).

5.5.2 Efecto de resonancia

La resonancia en una estructura sucede cuando las fuerzas externas que actúan sobre él, derivadas de la acción sísmica, tienen un período de vibración similar al período fundamental de la estructura, traduciéndose en desplazamientos cada vez mayores. Este efecto puede resultar ser muy destructivo en los edificios, en los puentes y en cualquier tipo de estructuras y la opción más acertada para contrarrestar este fenómeno es la consideración de un amortiguamiento, el cual se encargará de disminuir la amplitud de la vibración. (A. Daniel, 2016 p. 17).

5.5.3 Criterios de combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del puente como fuerza cortante en la base, cortantes, momentos, desplazamientos totales y relativos de la estructura. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo. (A. Daniel, 2016 p. 19).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \times \rho_{ij} \times r_j} \quad \text{Ec. 14}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \times \beta^2 \times (1 + \varphi) \times \varphi^{\frac{3}{2}}}{(1 - \varphi^2)(1 - \varphi^2)^2 + 4 \times \beta^2 \times \varphi \times (1 + \varphi)^2} \quad \text{Ec. 15}$$

$$\varphi = \frac{\omega_j}{\omega_1} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

β : fracción del amortiguamiento crítico constante para todos los modos igual a 0.05

r : representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas

ρ_{ij} : coeficiente de correlación

ω_i : frecuencia angular del modo i

ω_j : frecuencia angular del modo j

5.5.4 Combinación de Solicitaciones Sísmicas

- ✓ Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de un componente, obtenidas de análisis en las dos direcciones perpendiculares, se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga: (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.7).
- ✓ 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.7).
- ✓ 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las

solicitaciones en la primera dirección perpendicular. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 2.4.3.11.7).

5.6 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS DE PUENTES

Se podrá usar cualquier método de análisis que satisfaga los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales, pudiendo incluir, pero no estar limitados. El diseñador será responsable de la implementación de cualquier software que utilice para el análisis estructural, así como de la interpretación y uso de resultados. Toda información deberá ser verificada con los resultados de soluciones aceptadas universalmente, otros programas de cómputo y/o ensayos físicos. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, 2.6.2).

a) Métodos de análisis lineal dinámico

- ✓ **Análisis dinámico lineal:** Al aplicar un análisis dinámico lineal, la estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados de Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente, la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Sólo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. (A. Daniel, 2016 p. 17).

- ✓ **Análisis de respuesta espectral:** Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relación fuerza-deformación que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente;

permite calcular de forma simple la distribución de fuerzas deformaciones en superestructuras flexibles. (A. Chuman 2017, p. 59).

- ✓ **Análisis modal espectral:** En la mayoría de las normas de construcción, uno de los métodos más utilizado en el análisis dinámico es el Análisis Modal Espectral, esto dado a su simplicidad de aplicación y buenos resultados que proporciona. El análisis modal espectral obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema en sus formas o modos de vibrar, combinando las respuestas máximas de cada uno de sus modos mediante la aplicación de un espectro de respuesta; es decir, obtiene las respuestas máximas mediante una superposición de todos los modos. Las respuestas máximas de cada modo se encuentran afectadas por un coeficiente de participación modal, factor que indica el porcentaje en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura. (Daniel, 2016 p. 21).

- ✓ **Análisis de respuesta en el tiempo:** Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto. Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de Pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un $\beta=0.05$. Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa. (A. Chuman 2017, p. 67).

- ✓ **El análisis dinámico tiempo - historia:** Podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados anteriormente. En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio. (A. Chuman 2017, p. 69).

b) Métodos de análisis estático no lineal

Para el presente trabajo se hará un análisis estático no lineal de plastificación progresiva (PUSHOVER) también conocido como método de capacidad o método de la curva de capacidad. Este método es de gran uso para análisis de vulnerabilidad o para el cálculo de la capacidad de determinada estructura comparado con otros métodos como el análisis no lineal "tiempo historia" que tienen un nivel considerado de complejidad y deja de ser práctico en el uso general. (C. Gonzales 2017, p. 66).

El PUSHOVER consiste en someter a la estructura a cargas laterales las cuales van teniendo incrementos muy pequeños y de manera monótonica hasta que llegue al colapso de la misma, muchas veces este colapso se presenta mucho después de los límites de desplazamiento, esto con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia, pandeo o falla) cosa que no permite un análisis lineal. (C. Gonzales 2017, p. 66).

- ✓ **Análisis estático no lineal "PUSHOVER":** El objetivo del AENL es evaluar el comportamiento de un sistema estructural estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis

puede ser visto como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura es sujeta a fuerzas inerciales que sobrepasan el límite elástico de la estructura. (F. Fuentes, 2018. p. 49).

- ✓ **El objetivo central del análisis no lineal estático “PUSHOVER”:** Es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura. Delgadillo 2005. (F. Fuentes, 2018. p. 49).
- ✓ La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. Delgadillo 2005. (F. Fuentes, 2018. p. 49).
- ✓ **El análisis estático no lineal:** Es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de la estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza teoría lineal. (F. Fuentes, 2018. p. 49).
- ✓ **Criterios de diseño sísmico CALTRANS:** El Criterio de diseño sísmico de Caltrans (2004) fue cambiado al diseño basado en desplazamientos en 1999 y consolidado por

las recomendaciones del ATC-32 (American Technology Council). El criterio de diseño sísmico es actualmente usado para el diseño de puentes comunes en el estado de California. El criterio de diseño sísmico es un procedimiento iterativo, en el cual, la resistencia lateral del sistema es asumida al inicio del proceso. Entonces, por medio del análisis de la demanda de desplazamiento y verificación de la capacidad de desplazamiento, es confirmado que el puente con una resistencia asumida tiene un desempeño aceptable, de lo contrario, la resistencia es revisada y el proceso es repetido. (P. Zapata & V. Suárez, S/f, p. 08).

5.7 INFLUENCIA DEL SISMO EN EL SISTEMA INELÁSTICO Y PROPIEDADES DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

5.7.1 Diseño sísmico de puentes por capacidad

Diseño sísmico de puentes por capacidad: Después de los desastres ocurridos durante los terremotos de 1989 y 1994 en California y el de 1995 en Kobe, en los que se produjeron derrumbes y daños graves en un número importante de puentes, surgió la necesidad de revisar los conceptos en los que se fundamentaba el diseño sísmico de los puentes, basado principalmente hasta el momento en el cálculo de esfuerzos sísmicos mediante cálculos elásticos lineales (cálculo modal espectral) y en la utilización de detalles de armado que no tomaban en consideración los movimientos reales que las estructuras experimentan durante un sismo y que no tenían como objetivo dotar de ductilidad a la estructura. Tres fueron las principales deficiencias de diseño que presentaban las estructuras que no fueron capaces de resistir el sismo; todos ellos asociados con la aproximación elástica utilizada en el diseño.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2012/04/08/capacidad-1/>)

- ✓ Subestimación de los desplazamientos
- ✓ Detalles de armado incapaces de asegurar los desplazamientos de la estructura
- ✓ La resistencia a cortante era inferior a la resistencia a flexión

Para evitar en el futuro la repetición de estos mismos problemas, comenzó una nueva corriente de diseño basada en los desplazamientos en vez de en los esfuerzos, fijando a priori los elementos estructurales en los que se aceptan daños y aquellos que deben quedar ausentes de daño durante el sismo.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2012/04/08/capacidad-1/>)

Se basa en la determinación de los movimientos reales que experimentará la estructura durante un sismo y en el diseño de uniones que garanticen el desarrollo de esos movimientos a través de detalles dúctiles. En la fase inicial del diseño se decide dónde se formarán las rótulas que garanticen los desplazamientos de la estructura y que se detallarán cuidadosamente y a la vez se decide en qué elementos se debe evitar cualquier tipo de daño, dotándolos de un margen de resistencia sobre aquellos elementos en que se formarán las rótulas. Un aspecto fundamental del diseño por capacidad es que se asume que durante un sismo la estructura sufrirá daños; enfoque éste completamente diferente al que se pretende con un diseño elástico. Esta asunción de daños permite diseños iniciales más baratos a cambio de posibles reparaciones futuras.

(<https://seismic06g.wordpress.com/2012/04/08/capacidad-1/>)

Imagen N° 23*Falla de puente***Fuente:** *Sitio web***5.7.2 Demanda vs Capacidad**

Si la capacidad de la pila es inferior a la demanda, deberá modificarse el dimensionamiento hecho para resistir los esfuerzos sísmicos, mediante el aumento de armadura o modificando las dimensiones de la sección transversal.

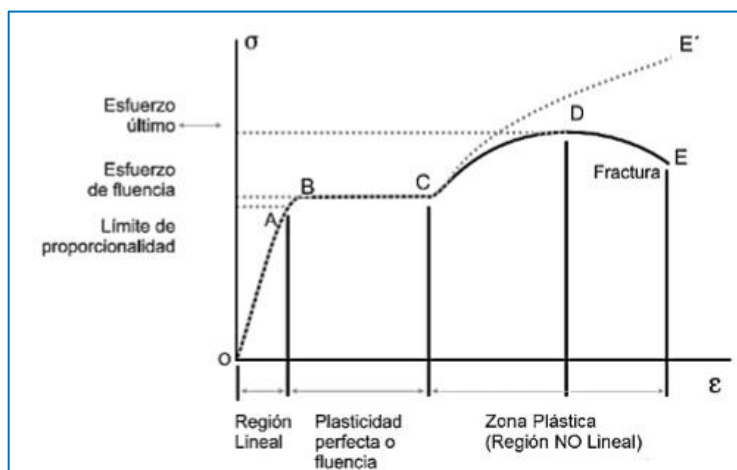
(<https://seismic06g.wordpress.com/2013/06/16/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-8/>)

5.7.3 El esfuerzo y deformación en una estructura no lineal

El esfuerzo y deformación en una estructura: Un gráfico es la representación de un conjunto de soluciones para un problema determinado. En el caso de sistemas lineales, el gráfico siempre será una línea. Por el contrario, un sistema no lineal puede parecerse a una parábola si es de grado 2, o cualquier otro tipo de curva. Mientras que las ecuaciones lineales son siempre rectas, las ecuaciones no lineales generalmente presentan curvas. Por lo que al estudiar el comportamiento de una estructura de concreto reforzado, por las características de los materiales que la conforman, es necesario realizar análisis en sus rangos lineal y no lineal y así poder comprender de mejor manera su comportamiento. (D. Eduardo 2017, p. 20).

Figura N° 17

Grafico Esfuerzo-Deformación de estructuras de concreto reforzado



Fuente: D. Eduardo 2017

5.7.4 Fundamentos del diseño basado en desplazamientos

Los métodos de diseño sismoresistente basados en desplazamientos han ganado popularidad en el diseño de edificios y puentes ya que presentan varias ventajas sobre los métodos tradicionales basados en fuerzas. La principal diferencia entre los métodos basados en desplazamientos y los basados en fuerzas radica en que los primeros utilizan desplazamiento como medida de la demanda sísmica y también como indicador del nivel daño, tomando ventaja de que el daño se correlaciona mejor con los desplazamientos que con las fuerzas. Aunque en términos generales, los métodos basados en desplazamientos han demostrado su superioridad frente a aquellos basados en fuerzas, es necesario diferenciar a los métodos basados en desplazamientos en función de las hipótesis sobre el comportamiento estructural en los que estos se basan. (P. Zapata & V. Suárez, S/f, p. 01).

5.7.5 Niveles de las respuestas sísmicas en las estructuras

Se han definido tres niveles de desempeño estructural los cuales tratan de guardar una correlación con las exigencias de desempeño estructural más usuales. (V. Vasconez 2012, p. 45).

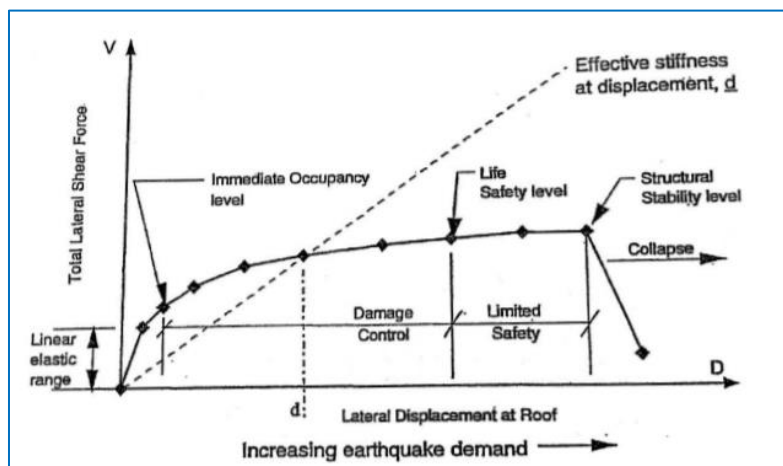
- ✓ **Ocupación Inmediata (IO):** Luego de haber ocurrido un evento sísmico, el daño en la estructura es mínimo, esta estructura puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas que no son prioritarias. (V. Vasconez 2012, p. 45).

- ✓ **Seguridad Vida (LS):** Significa que la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte importante de su capacidad resistente; la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, pero se debe analizar qué tan conveniente es esto económicamente. (V. Vasconez 2012, p. 45).

- ✓ **Prevención de Colapso (CP):** Se ha producido un daño sustancial a la estructura, ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez, se han producido grandes deformaciones permanentes. (V. Vasconez 2012, p. 45).

Figura N° 18

Niveles de desempeño

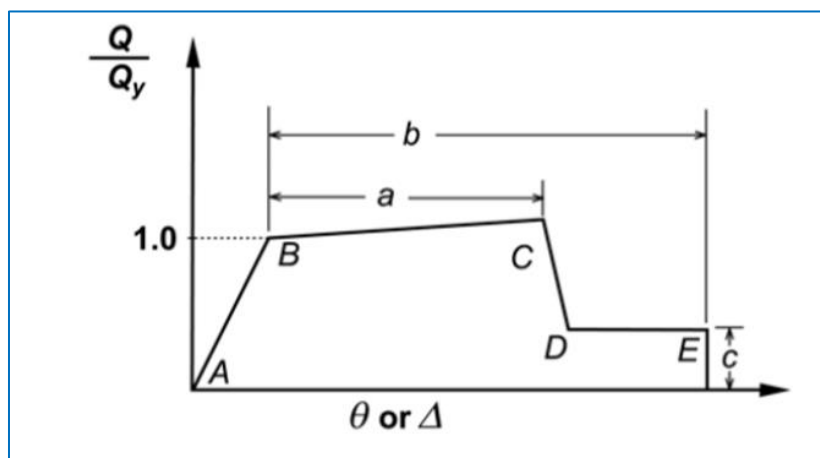


Fuente: C. Gonzales 2017, p. 70

Para definir estas rotulas se tomará como base las tablas de la norma ASCE 41-13 y los criterios del FEMA-356. Estas tablas lo que definen son los límites de estado del material en determinado punto de esfuerzo representando en las ordenadas la relación de cortante actuante y el cortante límite en el punto de plastificación y en las abscisas el giro o deformación presente como se muestra en la Figura N° 19. (C. Gonzales 2017, p. 70).

Figura N° 19

Niveles de las respuestas sísmicas



Fuente: C. Gonzales 2017, p. 71

Donde, en el tramo AB se encuentra la zona elástica de la rótula en el rango BC se referencia la zona plástica (reducción de la rigidez), tramo CD es la falla de la rótula por ende pérdida parcial o total de la resistencia lateral y en el tramo DE se muestra la capacidad residual que conserva después de que se redistribuyen los esfuerzos. (C. Gonzales 2017, p. 71).

Estos niveles de desempeño dependiendo del criterio pueden ser más o menos conservadores, pero en general siempre se ubican entre el tramo AB, zona plástica antes de perder capacidad de resistencia, de la curva. (C. Gonzales 2017, p. 71).

5.7.6 Intensidad de los Movimientos Sísmicos

El movimiento del suelo debido a un terremoto se combina con un deseado nivel de desempeño de una estructura y formamos un Objetivo de Desempeño. El terremoto puede ser expresado con una probabilidad de ocurrencia (una propuesta probabilística), o en términos de la máxima sacudida esperada para una específica fuente de falla (una propuesta determinista). El nivel del terremoto se expresa en términos ingenieriles para su uso en el diseño. Un espectro de respuesta o una equivalente serie de registros simulados de sismos se usan para este propósito. (J. Delgadillo 2005, p. 30).

- ✓ **Sismo de Servicio:** El Sismo de Servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del puente. En términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años. (J. Delgadillo 2005, p. 30).

- ✓ **Sismo de Diseño:** El Sismo de Diseño es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El Sismo de Diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del puente. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 1000 años. (J. Delgadillo 2005, p. 33).

- ✓ **Sismo Máximo:** El Sismo Máximo es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el puente dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 75 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo de Diseño. En términos probabilísticos, el Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 2500 años. (J. Delgadillo 2005, p. 35).

- ✓ **Máximo creíble esperado (MCE):** Determinado por un análisis determinístico del movimiento de los máximos terremotos. El MCE es el terremoto más grande concebible del movimiento del terreno, el cual podría afectar el área del proyecto. Está basado en la evidencia geológica e histórica y no está relacionado a un criterio probabilístico. (Construcción de puentes sector Chilina p. 93).

Según Vargas 2016, p. 72. (J. Chancha 2018, p. 18). Los sismos frecuentes, ocasionales, raros, muy raros, y extraordinarios, según el reglamento del Ministerio de Transportes y comunicaciones se tomará como sismos muy raros un periodo de retorno de 1000 años.

Tabla N° 11*Intensidad de los Movimientos Sísmicos*

Sismo	Periodo de retorno en años
frecuentes	43
ocasionales	72
raros	475
muy raros	1000
extraordinarios	2500

Fuente: J. Chancha 2018, p. 18

5.8 GENERALIDADES EN UN SISTEMA DE VIBRACIÓN AMORTIGUADO EN SISMOS

5.8.1 Amortiguamiento

En general en todo cuerpo en movimiento, éste último tiende a disminuir con el tiempo. La razón de esta disminución está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema. La energía, ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor o ruido. Estos mecanismos de transformación de energía son complejos y no están totalmente entendidos, aún hoy en día. No obstante, existen varias formas de describir estos fenómenos que en alguna medida se ajustan a la observación. A continuación, se presentan algunas de las formas más utilizadas para describir los fenómenos de amortiguamiento. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 08).

- ✓ **Amortiguamiento viscoso:** Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Esta pérdida de energía cinética está directamente

asociada con la velocidad del movimiento. La descripción matemática del fenómeno de amortiguamiento viscoso es la siguiente. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 08).

$$F_a = c \cdot x$$

Ec. 17

Donde:

Fa: Fuerza producido en el amortiguador

c: Constante del amortiguador

x: Velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador

- ✓ **Amortiguamiento de Coulomb:** Este amortiguamiento corresponde al fenómeno físico de fricción entre superficies secas. La fuerza de fricción es igual al producto de la fuerza normal a la superficie N, y el coeficiente de fricción, μ . Se supone que el amortiguamiento de Coulomb es independiente de la velocidad del movimiento, una vez éste se inicia. Siempre se opone al movimiento, por lo tanto tiene el signo contrario al de la velocidad. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 08).

- ✓ **Amortiguamiento Histerético:** La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico o no lineal. El hecho de que la curva de carga tenga una trayectoria diferente a la curva de descarga conduce a que no toda la energía de deformación acumulada en el elemento se convierta en energía cinética en el ciclo de

descarga. Dependiendo del tipo de material la forma tanto de la curva de carga como la de descarga varía. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 09).

5.8.2 Excitación sísmica

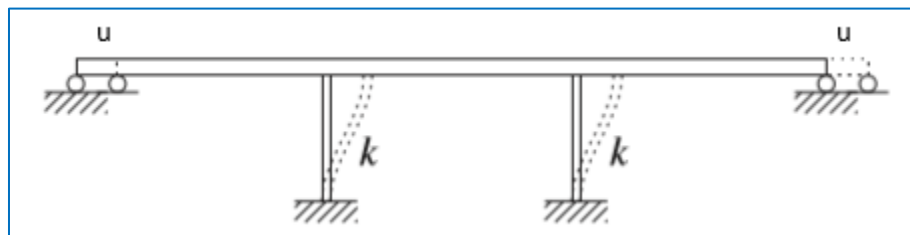
Para los propósitos de la ingeniería, la variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo. La aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ aparece del lado derecho de la ecuación diferencial N° 18 que rige la respuesta de las estructuras a la excitación sísmica. Así, para una aceleración del terreno dada, el problema a resolver se define por completo para un sistema de 1GDL con propiedades conocidas de masa, rigidez y amortiguamiento. El instrumento básico para registrar las tres componentes del movimiento del terreno durante un sismo es el acelerógrafo de movimiento fuerte. (A. Chopra, 2014 p. 29).

5.8.3 Comportamiento de un solo grado de libertad

Cuando se puede suponer que la masa de un puente se concentra en un solo punto, y un solo desplazamiento describe el movimiento de ese punto, el puente se puede modelar como un sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Por ejemplo, el comportamiento dinámico en la dirección del tramo del puente de dos tramos que se muestra en la Figura N° 20 puede representarse por el desplazamiento simple, u , de la superestructura. Esto es posible porque la superestructura es efectivamente rígida en esta dirección y todos los puntos a lo largo de su longitud tienen el mismo desplazamiento, u , incluido el centro de masa. (J. Cabanillas, 2019, p. 120).

Figura N° 20

Desplazamiento de un solo grado de libertad (SDOF)



Fuente: A. Chopra 2014 p. 18

5.8.4 Sistemas lineales amortiguados de un grado de libertad

5.8.4.1 Vibración libre amortiguada

Los movimientos oscilatorios tienden a disminuir con el tiempo hasta desaparecer. Esto se debe al amortiguamiento que se presenta, el cual hace que parte de la energía se disipe. Las causas de este amortiguamiento están asociadas con diferentes fenómenos dentro de los cuales se puede contar la fricción de la masa sobre la superficie de apoyo, el efecto del aire que rodea la masa, el cual tiende a impedir que ocurra el movimiento, la no linealidad del material del resorte, entre otros. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 17).

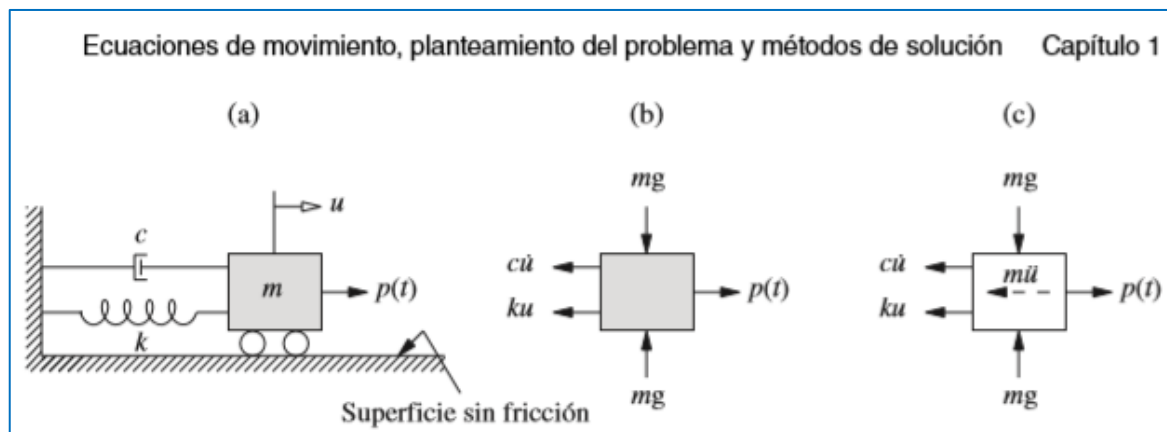
Existen numerosas maneras de describir matemáticamente el efecto de fricción. Dentro de estos modelos, uno de los más utilizados es el que se conoce como amortiguamiento viscoso. En el amortiguamiento viscoso la fuerza de amortiguamiento es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador, lo cual se puede describir por medio de una ecuación. (Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 17).

5.8.4.2 Ecuación de movimiento

El sistema considerado en la Figura N° 21, para la obtención de la ecuación de movimiento de una estructura, se compone de una masa (m) concentrada en el nivel del techo, un pórtico sin masa que proporciona rigidez (k) al sistema, y un amortiguador viscoso (c) que disipa la energía de vibración del sistema; la superestructura y las columnas son axialmente indeformables. (D. Amaguaña 2016, p. 11).

Figura N° 21

Movimiento de un cuerpo con sistema de amortiguamiento



Fuente: Seminario de Ingeniería Sísmica, L. García 2005, p. 09

Ecuación diferencial general del movimiento en un modelo sísmico de una estructura:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{Ec. 18}$$

Frecuencia natural del sistema (rad/seg):

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ec. 19}$$

Frecuencia natural del sistema (ciclos/seg):

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad \text{Ec. 20}$$

Periodo natural del sistema (seg):

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{Ec. 21}$$

Amortiguamiento crítico (C_{cr}):

El amortiguamiento critico que se obtienen a partir de la discriminante de la ecuación característica.

$$C_{cr} = 2 X m X w \quad \text{Ec. 22}$$

Coefficiente de amortiguamiento:

$$C = 2 X m X w X \xi \quad \text{Ec. 23}$$

Amortiguamiento crítico:

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} \quad \text{Ec. 24}$$

Ecuación N° 18 se puede expresar de la siguiente manera dividiendo por la masa (m)

$$\ddot{u} + 2 X w X \xi \dot{u} + \omega^2 u = \frac{p(t)}{m} \quad \text{Ec. 25}$$

5.8.4.3 Solución de la ecuación diferencial

Para definir por completo el problema es necesario especificar el desplazamiento inicial $u(0)$ y la velocidad inicial $\dot{u}(0)$ en el tiempo cero. Por lo regular, la estructura está en reposo antes de la aparición de la excitación dinámica, de modo que la velocidad inicial y el desplazamiento inicial son cero. (A. Chopra, 2014 p. 28)

5.8.4.4 Integral de Duhamel

Es un método muy conocido para resolver ecuaciones diferenciales lineales, como la ecuación de movimiento de un sistema de 1GDL, se basa en la representación de

la fuerza aplicada como una secuencia infinitesimal de pulsos cortos. La respuesta del sistema a una fuerza $p(t)$, aplicada en el tiempo t , se obtiene al sumar las respuestas a todos los pulsos hasta ese instante. El cual conduce al siguiente resultado para un sistema de 1GDL: (A. Chopra, 2014 p.29).

$$u(t) = \frac{1}{m X \omega_n} \int_0^t p(\tau) X \text{sen}[\omega_n(t - \tau)] d\tau \quad \text{Ec. 26}$$

5.9 SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO

- ✓ **Aisladores sísmicos:** Elemento estructural del sistema de aislamiento que es verticalmente rígido y horizontalmente flexible, que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitaciones sísmicas. El aislamiento es una herramienta de la ingeniería sísmica muy útil en países como el Perú, que se ubica en una zona altamente sísmica y con potencial peligro de sucumbir ante un terremoto mayor a los 8 grados en la escala de Richter. Esta tecnología permite no solo obtener una importante protección sísmica para diferentes obras civiles, sino que puede generar un ahorro importante en el proceso de diseño. (Norma Técnica Aislamiento Sísmico 2019 E031, p. 04).
- ✓ El concepto fundamental de los aisladores sísmicos es de reducir las fuerzas inducidas por los sismos en las estructuras alargando el periodo natural de la misma o añadiéndole mayor amortiguamiento a la estructura. Durante los últimos años, el tema de aisladores sísmicos ha cobrado mucho interés dentro de la ingeniería estructural, y ha propiciado a diversos estudios de manera de comprender mejor el comportamiento. (E. Arellano 2008, p. 05).

- ✓ **Aislamiento sísmico:** Es la tecnología en la cual se reduce la fuerza inercial actuante sobre una estructura y simultáneamente provee a los apoyos aislados de la superestructura la capacidad de deformación para absorber la energía de la vibración y aumentar el amortiguamiento en la estructura. Dado que a la actualidad no existe experiencia suficiente en puentes con aislamiento sísmico que hayan experimentado sismos de gran intensidad, queda a criterio de los ingenieros estructurales, garantizar la capacidad de disipación de energía, la distribución de las fuerzas inerciales en las subestructuras que permita un control de daño en los apoyos y pilares, la vida útil de diseño de los aisladores, entre otros. (Manual de Diseño de Puentes MTC 2016, 1.4).

5.9.1 Funciones principales de Los aisladores sísmicos

- ✓ Transmitir la fuerza vertical de una parte del puente a otra, generalmente de la superestructura a la subestructura, mientras que permite que ocurran otros efectos como los de movimiento o los de temperatura. (E. Arellano 2008, p. 05).
- ✓ Aislar la parte del puente por encima del aislador introduciendo flexibilidad en el plano horizontal, o limitando la fuerza cortante horizontal que pueda ser transmitida a la parte aislada. (E. Arellano 2008, p. 05).
- ✓ Proveer suficiente rigidez bajo niveles pequeños de carga como viento, cargas de tráfico y sismos menores. (E. Arellano 2008, p. 05).
- ✓ Introducir amortiguamiento adicional al sistema del puente, de manera que los desplazamientos relativos a través del aislador puedan ser controlados. En algunos casos, el amortiguamiento puede ser dado por el aislador, mientras que

en otros casos dispositivos adicionales instalados en la estructura provee este amortiguamiento adicional. (E. Arellano 2008, p. 05).

5.9.2 Uso de sistemas de aislamiento sísmico

Con los sistemas de aislación sísmica se busca desacoplar el movimiento de la estructura de los movimientos del suelo interponiendo dispositivos estructurales (aisladores) con poca rigidez horizontal, generalmente ubicados entre la superestructura y subestructura. Estos sistemas permiten modificar la respuesta dinámica de las estructuras mejorando su desempeño estructural y alcanzando satisfactoriamente los objetivos. (A. Mendo 2015, p. 10).

- ✓ **A nivel mundial:** Japón, país afectado constantemente por su alta amenaza sísmica tuvo que dar urgente respuesta a la necesidad de disminuir el riesgo, implementando nuevas tecnologías de control sísmico, tanto para las edificaciones como para los puentes vehiculares. (J. Oviedo 2010, p. 12).
- ✓ **A nivel mundial:** En los años 60, debido a los daños ocurridos luego de un evento de alta sismicidad, registrado en 1964 conocido como Niigata, Japón. Uno de los fenómenos naturales más dramáticos de la historia dio paso a identificar la necesidad de iniciar con el desarrollo e implementación de nuevas tecnologías de control sísmico. (L. León. 2016, p. 24).
- ✓ **América latina:** En la actualidad, países como Argentina, México y Chile han implementado estos sistemas según cada una de las necesidades en sus ciudades. Argentina ha implementado sistemas de aislamiento sísmico de base

por medio de aisladores compuestos por cajas de resortes helicoidales y amortiguadores viscosos (J. Oviedo 2010, p. 13).

Imagen N° 24
Puente de Bahía



Fuente: Ingeniero Wilmer Rojas

5.9.3 Características de los sistemas de aislación sísmica

(A. Mendo. 2015, p. 12). Estos sistemas presentan las siguientes características fundamentales:

- ✓ **Flexibilidad horizontal:** Alargamiento del período fundamental de vibración de la estructura lo suficiente para reducir la aceleración espectral de diseño.
- ✓ **Amortiguamiento y disipación de la energía:** Reduciendo la demanda de deformación lateral entre la estructura y el suelo base para que pueda ser controlada a niveles prácticos de diseño.

- ✓ **Rigidez lateral adecuada bajo cargas de servicio:** Tales como viento y sismos menores, evitando vibraciones parásitas molestas.
- ✓ **Gran rigidez vertical:** En orden similar a las columnas de construcciones convencionales y para resistir las cargas de diseño.

5.9.4 Características en una estructura aislada

Según (A. Rodríguez. 2018, p. 105). La estructura se flexibiliza por la adición de aisladores sísmicos las fuerzas actuantes del sismo se reducen, y esto a causa de que la aceleración espectral en la estructura se reduce.

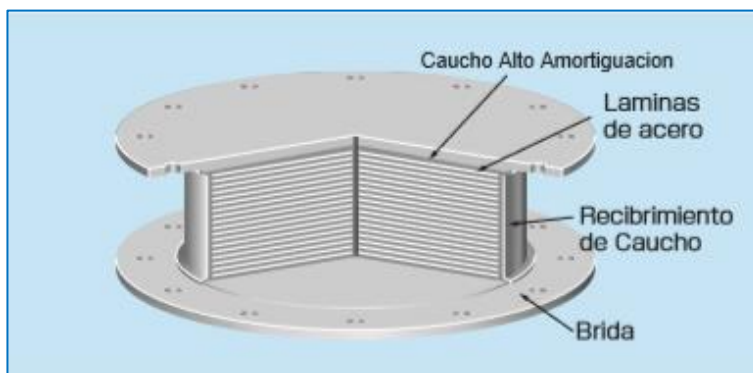
- ✓ Incrementa el amortiguamiento de la estructura.
- ✓ Se reducen las aceleraciones en la superestructura.
- ✓ Se reducen considerablemente las deformaciones de la estructura propiamente dicha.
- ✓ Aumenta el desplazamiento relativo considerablemente.

5.9.5 Tipos de aisladores sísmicos

- ✓ **High damping rubber bearin (HDR):** Soportes de alta amortiguación. El soporte de caucho de alta amortiguación es una estructura de caucho laminado que incluye en su material un compuesto especial en la propia goma para proporcionar un buen rendimiento de absorción de energía. Combina elementos de amortiguación (β) y de resorte(k) y es ampliamente adoptado como un aislador sísmico. (Bridgestone seismic isolation line-up 2017, p. 01).

Imagen N° 25

Elastómero de caucho laminado de alta resistencia

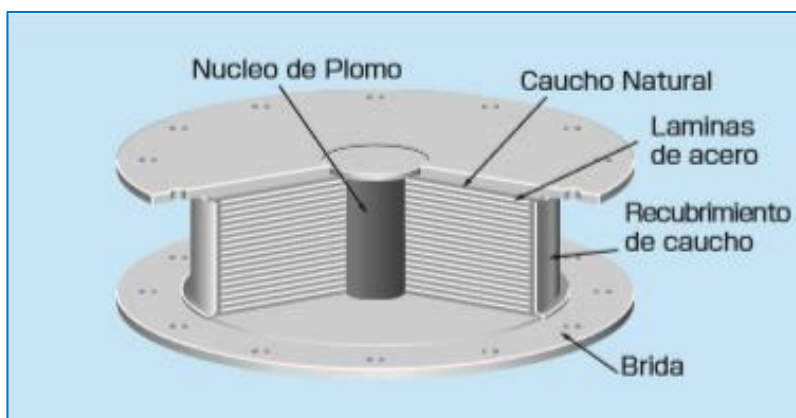


Fuente: *Bridgestone seismic isolation*

- ✓ **Lead rubber bearing (LRB):** Este soporte incluye un núcleo de plomo incrustado en el centro de una estructura laminada de caucho natural, donde el caucho incorpora la capacidad de resorte (k) y el núcleo de plomo proporciona la capacidad de amortiguación (β). Su histéresis se asemeja a los materiales elastoplástico. La atenuación se puede ajustar variando el diámetro del núcleo de plomo. (Bridgestone seismic isolation product line-up 2017, p. 02).

Imagen N° 26

Aislador de núcleo plomo de marca Bridgestone



Fuente: *Bridgestone seismic isolation*

Imagen N° 27

Aisladores de núcleo de plomo



Fuente: <http://www.dis-inc.com/products.html>

Imagen N° 28

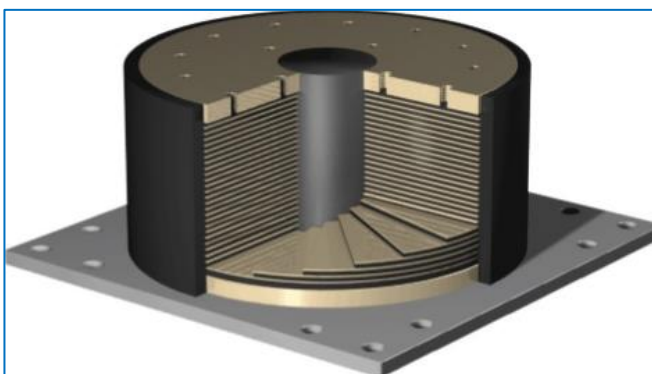
Aisladores sísmicos de forma circular



Fuente: *Aisladores sísmicos TENSA*

Imagen N° 29

Aisladores sísmicos de forma circular

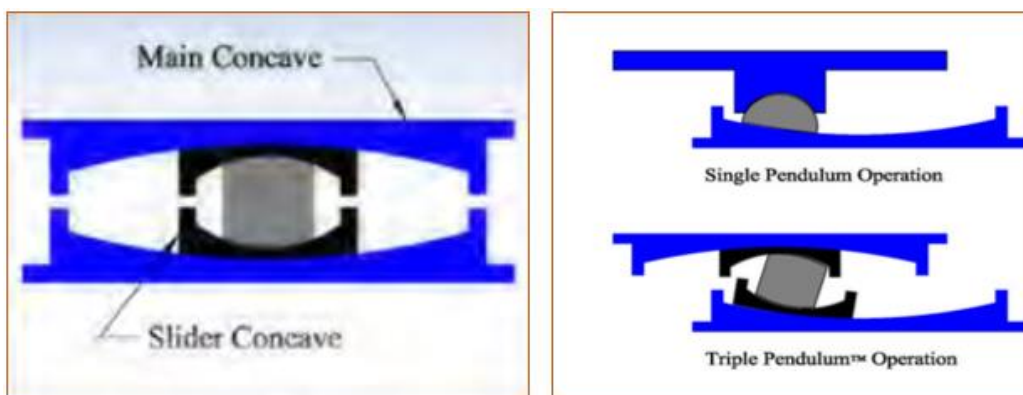


Fuente: *Eloy U. Retamal, S.E.*

- ✓ **Elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR):** La viscosidad del caucho en los dispositivos HDR (high damping rubber) se altera químicamente para modificar su comportamiento histerético. De esta manera pueden proveer un mayor amortiguamiento, entre el 8 y 15% del crítico. (M. Bradley 2017, p. 14).
- ✓ **Péndulos friccionales (FPS):** Los FPS están conformados por dos (02) superficies metálicas y una pastilla que trabajan exclusivamente a fricción. Los fabricantes de estos péndulos pueden tener distintas. (M. Leyton 2017, p. 15).

Imagen N° 30

Aislador péndulo friccionales (FPS)



Fuente: Victor Zayas, PhD Earthquake Protection Systems

5.9.6 Comportamiento del sistema aislado

Las fuerzas sísmicas se reducen debido a que se flexibiliza la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, la inclusión de los aisladores permite modificar el periodo de vibración. Con la inclusión de aisladores la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el puente disminuye y también las fuerzas sísmicas sobre la estructura. Otra característica a resaltar en un puente aislada es que los desplazamientos se incrementan debido a que la base es menos rígida. (D. Maza, 2016, p. 59).

Imagen N° 31

Desplazamiento horizontal del sistema de aislación sísmico



Fuente: *Dinámica Estructural de la Universidad Católica (Chile)*

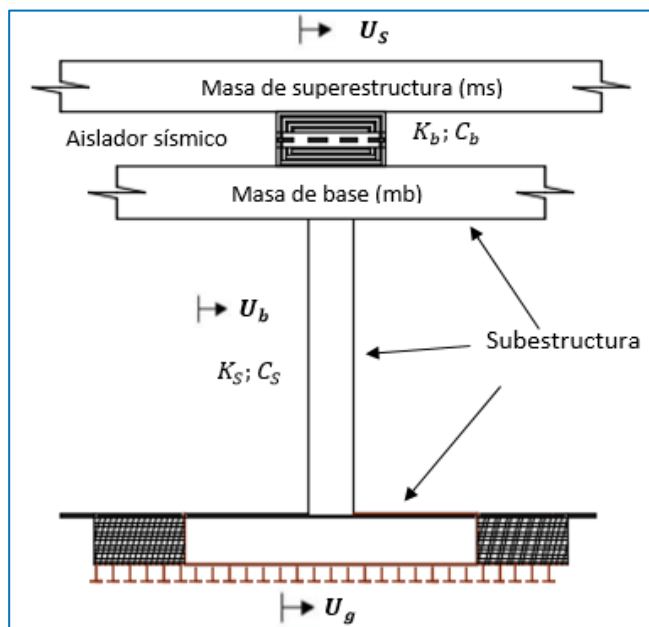
El aislamiento sísmico en las estructuras es el proceso para disminuir la respuesta o el impacto sísmico mediante la separación de la estructura de la tierra o suelo de fundación. De esta manera el período y coeficiente de amortiguamiento de la estructura aislada aumenta. Esto, a su vez reduce la fuerza del sismo sobre la estructura. Los aisladores sísmicos pertenecen al sistema de control pasivo, ya que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de sistemas no precisan de aporte energético para funcionar. (J. Mestanza, 2015, p. 11).

5.9.7 Estructura de un grado de libertad con aislamiento en la base

El modelo dinámico lineal está representado por las variables m_s (Masa de la estructura), m_b (Masa de la base), k_s (Rigidez de la estructura), c_s (Amortiguamiento de la estructura), k_b (Rigidez del aislador), c_b (Amortiguamiento del aislador) y los movimientos absolutos U_s , U_b y U_g de la estructura, base y el suelo, respectivamente. (J. Mestanza, 2015, p. 13). Así como se muestra en la Figura N° 22.

Figura N° 22

Sistema de aislamiento de un solo grado de libertad

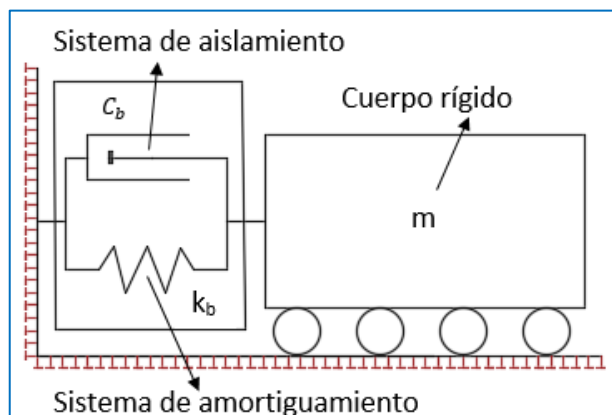


5.9.8 Ecuaciones del movimiento de sistemas de un grado de libertad en estructuras sísmicamente aisladas

En esta sección se trabajará en la teoría que ha sido desarrollado alrededor del sistema mostrado en la Figura N° 22, como se había mencionado anteriormente el sistema se idealiza como una masa rígida unida al sistema de aislamiento. Y esto a la vez se puede idealizar como un sistema de masa resorte como el mostrado en la Figura N° 23 esta representación es más familiar y simple de resolver desde el punto de vista matemático, cabe mencionar y recalcar que esta aproximación es válida y puede ser considerada exacta solamente para los casos donde el periodo de la estructura empotrada es mucho menor que el periodo de la estructura aislada. (J. Cabanillas 2019, p. 299). Así como se muestra en la Figura N° 23.

Figura N° 23

Movimiento de un sistema amortiguado



A continuación, se presentan las ecuaciones definidas que describen el movimiento del sistema de aislamiento basados en las condiciones de equilibrio:

La correspondiente frecuencia angular y coeficiente de amortiguamiento es análoga a la Ecuación N° 19 y N° 20:

$$k_b/m = \omega_b^2 \quad \text{Ec. 27}$$

$$c_b = 2 \times \beta_b \times \omega_b \times m \quad \text{Ec. 28}$$

La ecuación diferencial general en el sistema de aislamiento sísmico para el movimiento de equilibrio dinámico que se somete al movimiento del suelo.

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}_g \quad \text{Ec. 29}$$

La ecuación diferencial de segundo grado no homogénea y para resolver esta ecuación se divide entre la masa (m) y reemplazando la ecuación N° 28 obteniendo, así como sigue a continuación, es análogo con la Ecuación. N° 25 en un sistema sin aislamiento sísmico.

$$\ddot{x} + 2 \times \omega_b \times \beta_b \dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}_g \quad \text{Ec. 30}$$

Frecuencia amortiguada

$$\bar{\omega}_b = \omega_b \sqrt{1 - \beta_b^2} \quad \text{Ec. 31}$$

Solución general de la ecuación diferencial es:

$$x(t) = C_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t + C_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t \quad \text{Ec. 32}$$

Donde:

C_1 y C_2 : Constantes que dependen de las condiciones iniciales

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t + \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

$\dot{C}_1(t)$ y $\dot{C}_2(t)$ es para que puede cumplir la ecuación siguiente:

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t + \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t = 0 \quad \text{Ec. 34}$$

Derivando las ecuaciones N° 32 obtenemos las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\bar{\omega}_b \text{cos}\bar{\omega}_b t - \beta_b\omega_b \text{sen}\bar{\omega}_b t) - \dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\omega_b \text{sen}\bar{\omega}_b t + \beta_b\omega_b \text{cos}\bar{\omega}_b t) \\ = 0 \end{aligned} \quad \text{Ec. 35}$$

resolviendo las ecuaciones obtenemos los valores de: $\dot{C}_1(t)$ y $\dot{C}_2(t)$

$$\dot{C}_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t \quad \text{Ec. 36}$$

$$\dot{C}_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t \quad \text{Ec. 37}$$

Luego integrando las ecuaciones

$$\dot{C}_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \text{cos}\bar{\omega}_b \tau d\tau + C_1 \quad \text{Ec. 38}$$

$$\dot{C}_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \text{sen}\bar{\omega}_b \tau d\tau + C_2 \quad \text{Ec. 39}$$

Dónde: C_1 y C_2 son constantes que dependen del tiempo (t), reemplazando los valores de las ecuaciones C_1 Y C_2 en la ecuación N° 32 el desplazamiento del puente sísmicamente

aislada se puede expresarse en términos de la ecuación de Duhamel y obteniendo la solución completa de la ecuación como:

$$x(t) = e^{-\beta_b \omega_b t} (C_1 \text{sen} \bar{\omega}_b t + C_2 \text{cos} \bar{\omega}_b t) - \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b \tau} \text{sen} \bar{\omega}_b (t - \tau) d\tau \quad \text{Ec. 40}$$

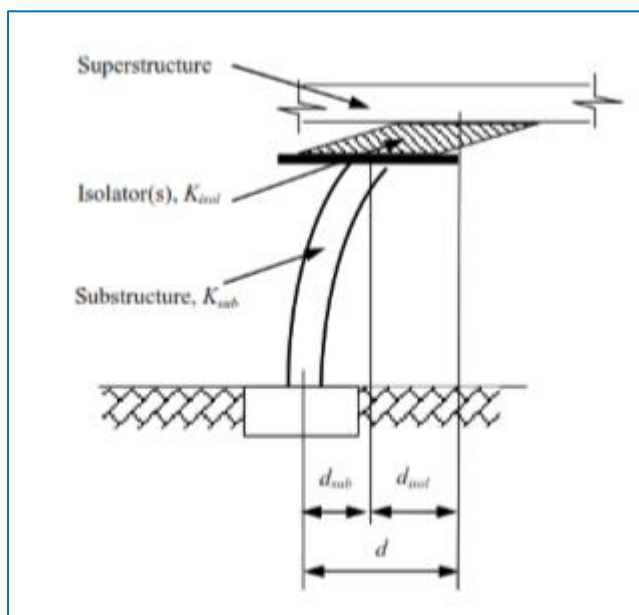
Dado que, no existe movimiento en las condiciones iniciales. La aceleración y la velocidad en el momento en que inicia el sismo $C_1 = C_2 = 0$, debido a esto la ecuación N° 35 se puede simplificar en la función de la ecuación de Duhamel expresándose de la siguiente manera como:

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b (t-\tau)} \text{sen} \bar{\omega}_b (t - \tau) d\tau \quad \text{Ec. 41}$$

5.9.9 Desplazamiento lateral del diseño del sistema del aislamiento sísmico

- ✓ **Desplazamiento traslacional:** El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo D_M , determinado utilizando los límites superiores e inferiores de las propiedades, en la dirección más crítica para la respuesta horizontal. (Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019, Art. 20).

Figura N° 24: Desplazamiento de un sistema de aislación



Fuente: J. Cabanillas 2019

$$D_M = \frac{S_{aM} \times T_M^2}{4 \times \pi^2 \times B_M} \quad \text{Ec. 42}$$

S_{aM} = Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado.

T_M = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional.

B_M = Factor de amortiguamiento correspondiente a la razón entre la ordenada espectral para 5% del amortiguamiento crítico.

✓ **Factores de amortiguamiento:**

Tabla N° 12*Factores del Amortiguamiento*

Tabla N° 5 Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Fuente: Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de E. Art. 20.1

Período efectivo correspondiente al desplazamiento traslacional: El periodo efectivo de la estructura aislada T_M , correspondiente al desplazamiento traslacional. (Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019, Art. 20.2).

$$T_M = 2 \times \pi \sqrt{\frac{P}{K_M \times g}} \quad \text{Ec. 43}$$

P = Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, expresado en KN.

K_M = Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento sísmico en la dirección del análisis, expresada en KN/mm.

g = Aceleración de la gravedad (9810 mm/s^2).

CAPITULO VI

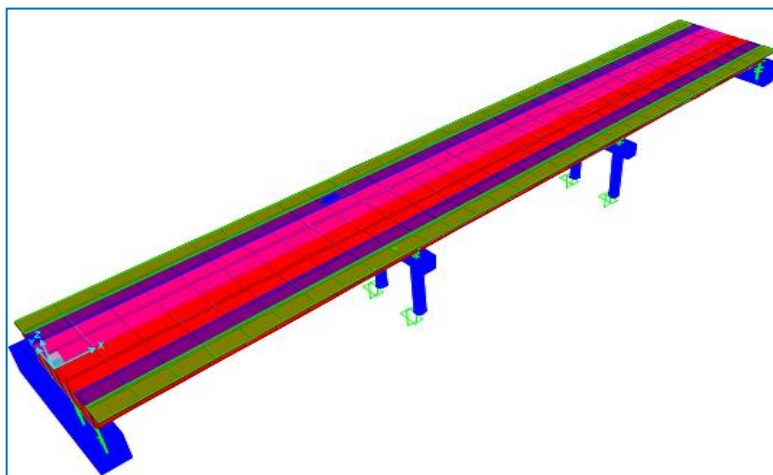
6 MODELAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN DEL PUENTE

6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE CONTINUO

Es un puente continuo de tres tramos; que consta de dos vías, dos bermas y dos veredas peatonales, con superestructura de vigas principales longitudinales postensadas tipo cajón; simplemente apoyados en los dos extremos llamado durmientes y conectados en los dos apoyos intermedios. La subestructura, está conformado por dos durmientes en los dos extremos; por dos vigas cabezales conectados con la parte superior de las columnas a la superestructura, dos pilares intermedios (BENTS); cada pilar consta de tres fustes circulares (columnas). Las columnas se consideran empotradas sobre el suelo. Sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos, ubicado en la ciudad de Lima Perú. Así como se muestra en la Figura N° 25.

Figura N° 25

Modelo final del puente continuo



6.1.1 Propiedades y características de los materiales

En la Tabla N° 13 se muestran las propiedades y características de los materiales lo que se van asignar a cada uno de los elementos.

Tabla N° 13

Propiedades de los Materiales

RESUMEN DE ESPECIFICACIÓN	CONCRETO	ACEROS	ACEROS DE PRESFUERZO
	f'c	fy	PROPIEDADES
	Kg/cm2	Kg/cm2	
Losas	280	4200	TORRONES ASTM A-416 DE BAJA RELAJACIÓN
Veredas	280	4200	
Vigas diafragmas	280	4200	
Viga cabezal	280	4200	
Columnas	280, 350	4200	
Durmientes	280	4200	
Vigas postensadas	450	18900	

✓ Módulo de la elasticidad:

$$E_c = 15,100 \times \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}$$

E_c 44

✓ Coeficiente de Poisson:

$$\mu_C = 0.2$$

6.1.2 Factores de cargas y combinaciones

Los factores y combinaciones de cargas para amplificar las fuerzas según las solicitaciones que correspondan. Así como indica la Tabla N° 14.

Tabla N° 14

Factores de Cargas y Combinaciones de Amplificación

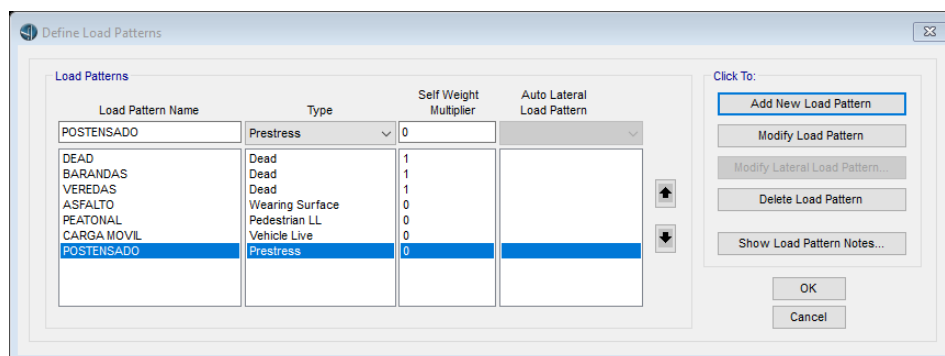
CARGAS Y COMBINACIONES	DC	DW, ES	LL, IM BR, PL, LS	FR	EQ	CT
Resistencia I	1.25	1.50	1.50	1.00	-	-
Evento extremo I	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	2.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
Servicio III	1.00	1.00	0.80	1.00	-	-

Fuente: S. Tovar 2017, p. 06

Los patrones de cargas permanentes y transitorias del puente continuo. Estas cargas son cargas permanentes que actúan sobre la superestructura del puente y son: Peso propio de las vigas longitudinales, vigas diafragmas, losas, asfalto, veredas, barandas, cargas transitorias, cargas peatonales y vehiculares. Así como se muestra en la Imagen N° 32.

Imagen N° 32

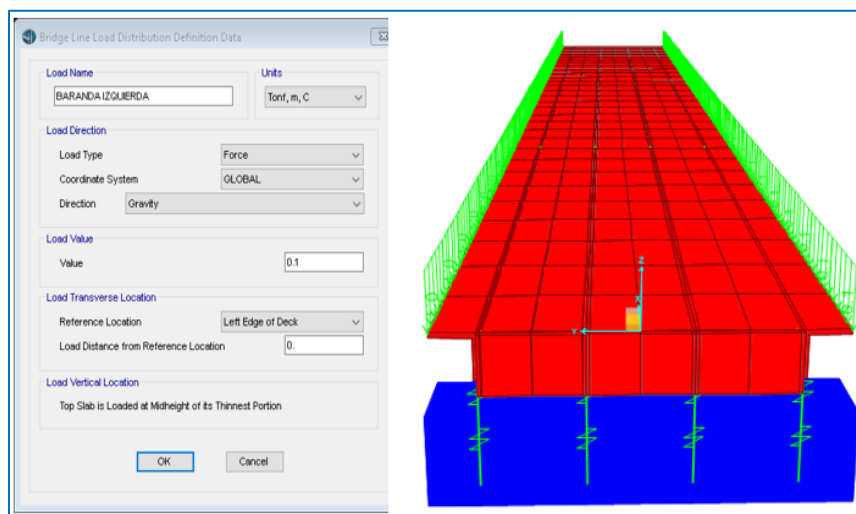
Patrones de cargas



Asignando cargas de las barandas izquierda y derecha como una carga lineal distribuida de 100 Kg/m. Así como se muestra en la Imagen N° 33.

Imagen N° 33

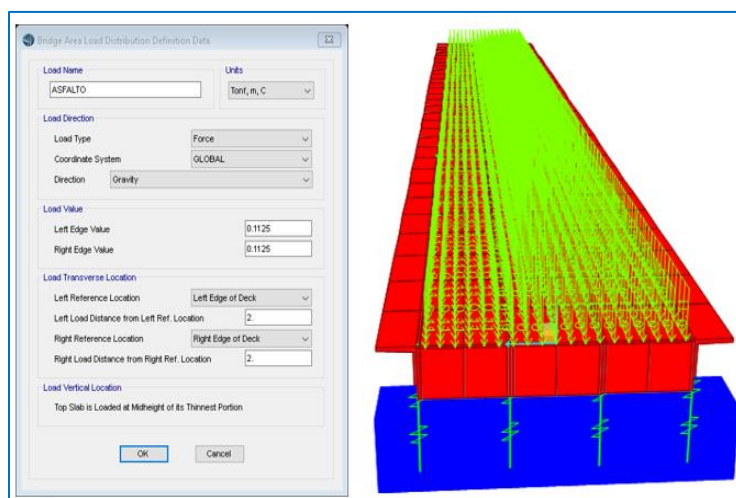
Definiendo las cargas de las barandas



Asignando la carga de la superficie de rodadura (asfalto) como una carga distribuida de 0.1125 Kg/m en todo el ancho de las vías incluido en el ancho de las bermas, en toda su longitud del puente. Así como se muestra en la Imagen N° 34.

Imagen N° 34

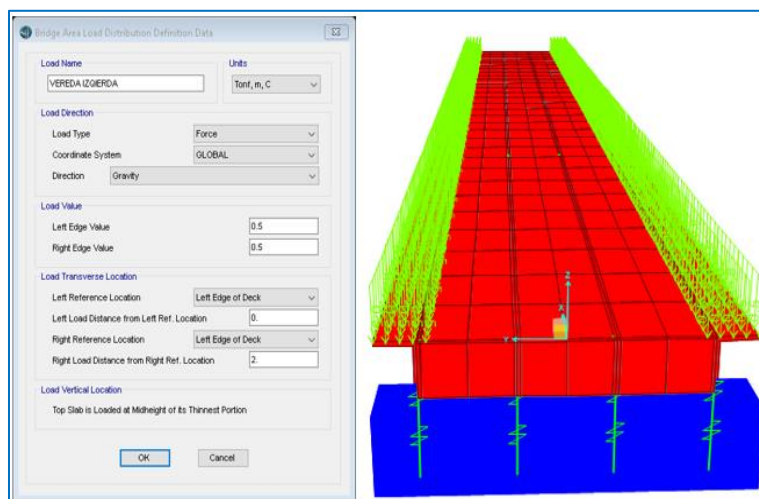
Definiendo las cargas del asfalto



Asignando cargas en las veredas izquierda y derecha como una carga distribuida de 500 Kg/m, en toda su longitud del puente. Así como se muestra en la Imagen N° 35.

Imagen N° 35

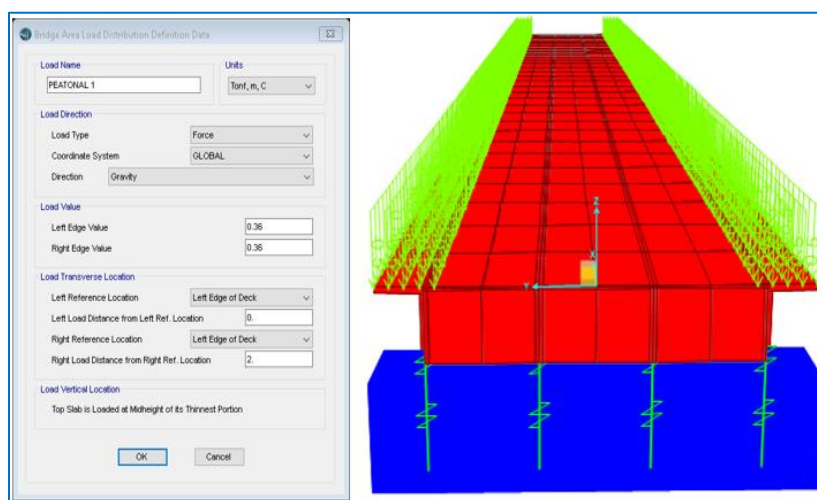
Definiendo las cargas de las veredas



Asignando las cargas peatonales izquierda y derecha como una carga distribuida de 360 Kg/m en todo el ancho de las veredas, en toda su longitud del puente. Así como se muestra en la Imagen N° 36.

Imagen N° 36

Definiendo las cargas peatonales



Finalmente, se obtiene el modelo del puente continuo, con esto queda definido completamente el puente mostrando una presentación en diferentes vistas. Así como se muestra en la Figura N° 26 y en la Figura N° 27.

Figura N° 26

Modelo final del puente de estudio

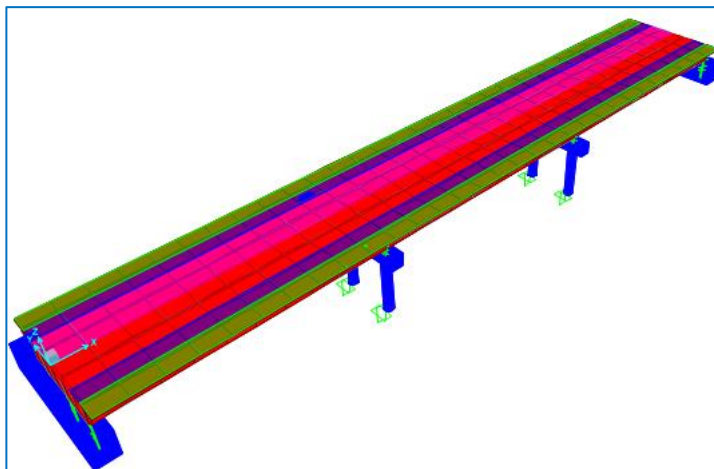
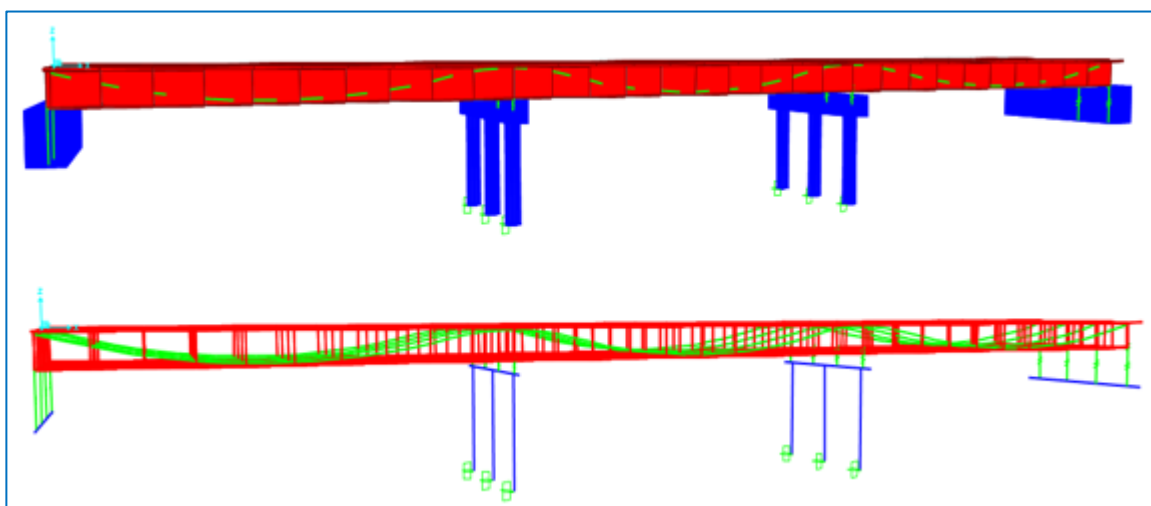


Figura N° 27

Modelo final del puente en diferentes formas



6.2 ESPECTROS DE RESPUESTA

6.2.1 Zona sísmica y categoría de diseño sísmico

Zona:	4
Ubicación del lugar:	Lima - Perú
Categoría de diseño sísmico:	D
Tipo de suelo:	B

Figura N° 28

Espectro de diseño para sismo de diseño

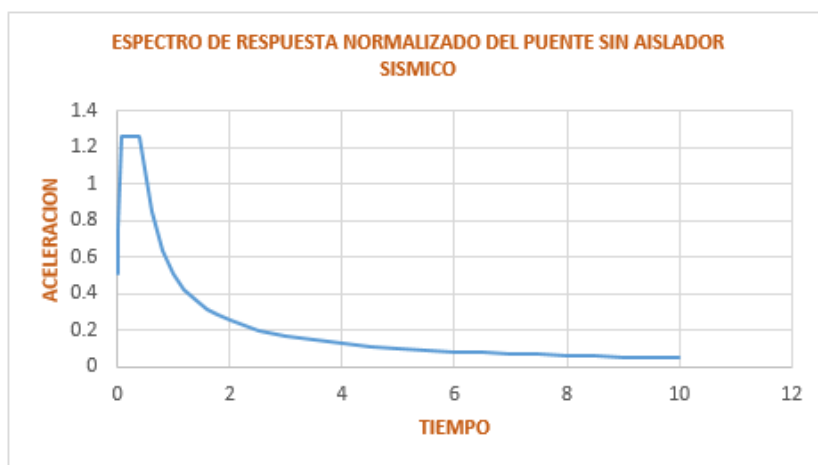


Figura N° 29

Espectro de diseño para sismo (MCE)

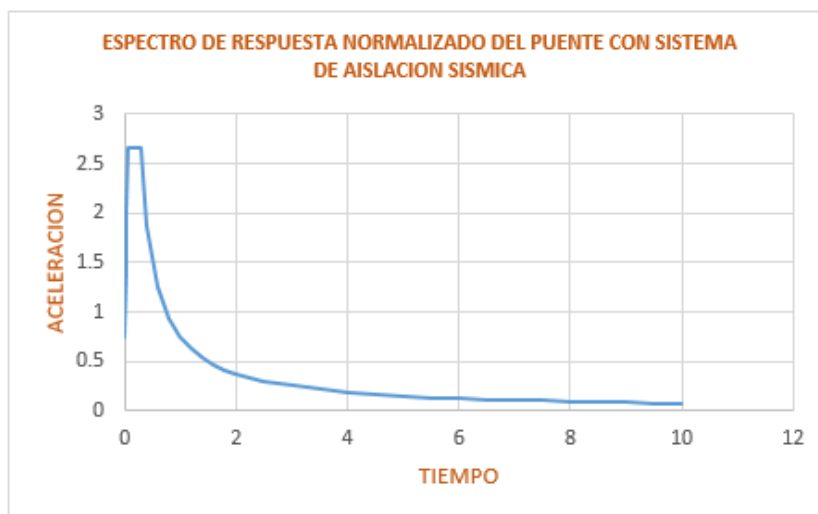


Figura N° 30

Espectro de diseño combinado con sistema de aislación sísmica

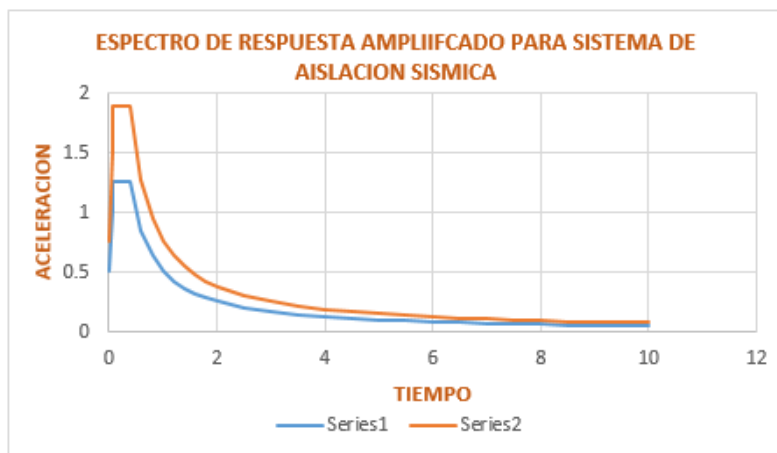
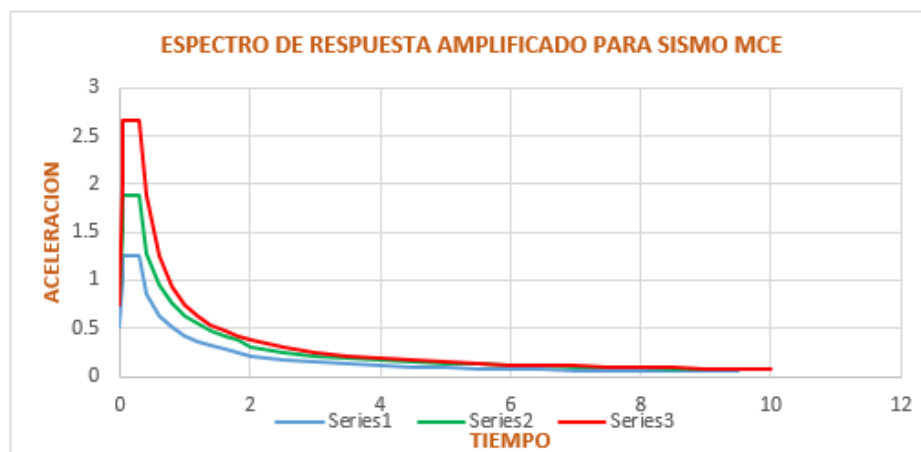


Figura N° 31

Espectro de diseño de sismo de diseño, con aislación y MCE



6.3 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO ELÁSTICO

Los datos para el espectro de la respuesta sísmica, para esta investigación se define para un sismo de diseño y para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE). El sismo de diseño se asigna para el puente sin aislar y el sismo máximo creíble esperado (MCE) es para el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB). Los datos para el sismo de diseño se obtienen del Manual de Diseño de Puentes

MTC 2016 y 2019 de Lima Metropolitana y para el sismo máximo creíble esperado (MCE) se obtienen de la curva de fragilidad elaborado por el ingeniero Adolfo Gálvez, para un suelo tipo B y de la Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 que están dadas en función de la Norma. ASCE/SEI/7/16. Así como se indican en la Tabla N° 15 y N° 16.

Según el Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019 y de acuerdo a las consideraciones del AASHTO 2014 (Guide Specifications for LRFD Seismic). Para el diseño sísmico de puentes se le asigna un análisis probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años con un periodo de retorno de 1000 años y para un 5 % de amortiguamiento crítico y los parámetros para el espectro de diseño se obtienen de la Tabla N° 15 y de los mapas de isoaceleraciones espectrales.

Tabla N° 15

Parámetros de Espectro de Diseño de Lima Metropolitana

Parámetros, AASHTO LRFD 2014 Roca (Tipo B)	
PGA	0.51 g
S_S	1.26 g
S_1	0.50 g
F_{pga}	1.00
F_α	1.00
F_v	1.00
A_s	0.51 g
S_{DS}	1.26 g
S_{D1}	0.50 g
T_0	0.079 s
T_S	0.397 s
T_L	4.000 s

Fuente: Manual de Diseño de Puentes MTC 2019, Apéndice A3

Para el puente con sistema de aislación sísmico, es diseñado para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE), aplicado las Normas AASHTO LRFD 2012, 2014 y ASCE/SEI/7/16. Se asigna un amortiguamiento crítico de 5%, para una probabilidad de excedencia de 2 %, para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años y con un periodo de retorno de 2500 años.

La Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 indica en su Artículo 4.11 para un sistema de aislación sísmica es para un sismo máximo creíble considerado, se debe multiplicar al espectro de diseño por un factor de 1.5. Asimismo, también define la curva de fragilidad elaborado por el ingeniero Adolfo Gálvez, para un suelo tipo B con un amortiguamiento crítico de 5%, para una probabilidad de excedencia de 2 %, para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años y con un periodo de retorno de 2500 años. Así como se muestra en la Tabla N° 16.

Tabla N° 16

Espectro de Aceleración Para Sismo MCE

ESPECTRO DE ACELERACIÓN DEL PUENTE PARA LIMA, PARA UN SISMO MÁXIMO CREÍBLE ESPERADO (MCE), CON SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA						
COEFICIENTE DE ACELERACIÓN ESPECTRAL DEL SITIO		FACTORES DE SITIO		COEFICIENTE DE RESPUESTA ELÁSTICA MÁXIMO		PERIODOS
PGA	0.75	F_{pga}	1.0	$A_s = F_{pga} \times PGA$	0.75	CERO (0 Seg)
S_s	2.66	F_a	1.0	$S_{DS} = F_a \times S_s$	2.66	CORTO (0.2 Seg)
S_1	0.75	F_v	1.0	$S_{D1} = F_v \times S_1$	0.75	LARGO (1 Seg)

6.4 ASIGNACIÓN Y UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS (HINGES)

La incorporación del efecto no lineal se realiza mediante colocación de rótulas plásticas a los elementos estructurales (columnas). Las rótulas plásticas son mecanismos de articulación con capacidades para transmitir momentos conocidos como elementos de control para estimar la degradación de la estructura.

6.4.1 Longitud de la plastificación en las columnas

La longitud de la plastificación se toma el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 0.08 \times L + 0.15 \times f_{yc} \times d_{bi} \quad \text{Ec. 44}$$

$$L_p = 0.3 \times f_{yc} \times d_{bi} \quad \text{Ec. 45}$$

Donde:

L: Longitud total de la columna (in)

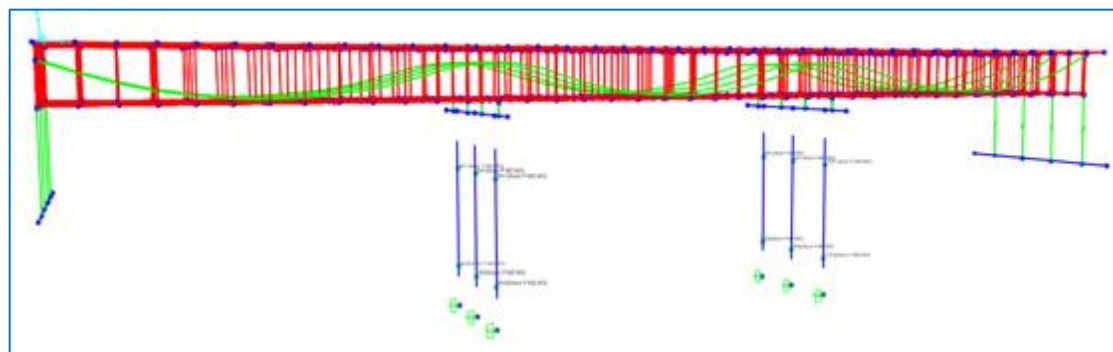
F_{yc}: Fluencia del acero (Kips)

D_{bi}: Diámetro del acero de refuerzo longitudinal en la columna (in)

Representación gráfica de las rótulas plásticas en el programa CSIBRIDGE, ubicados en la parte superior e inferior de las columnas, en las zonas de plastificación. Así como se muestra en la Figura N° 32.

Figura N° 32

Incorporando las rotulas plásticas en la parte superior e inferior de las columnas



6.5 CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS VIGAS POSTENSADAS

A partir del dimensionamiento de la superestructura y de la sección transversal del tablero se diseñan los elementos estructurales del postensado que están en función de las cargas permanentes, peso propio de las vigas longitudinales y de las cargas transitorias como vehiculares y peatonales. Así como se muestra en la Figura N° 33.

Figura N° 33

Sección transversal de la superestructura del puente

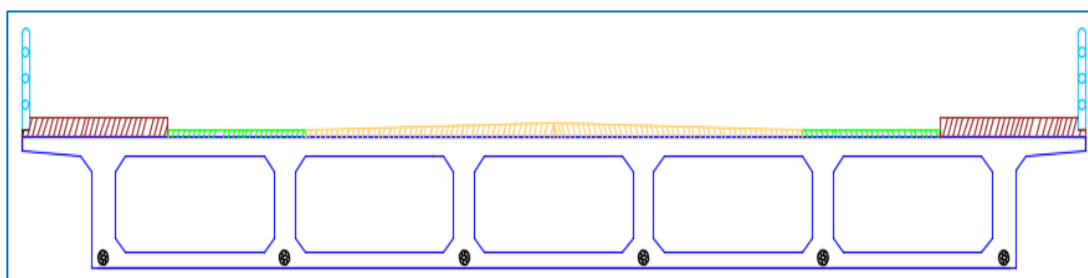


Figura N° 34

Sección transversal simple de la viga interior

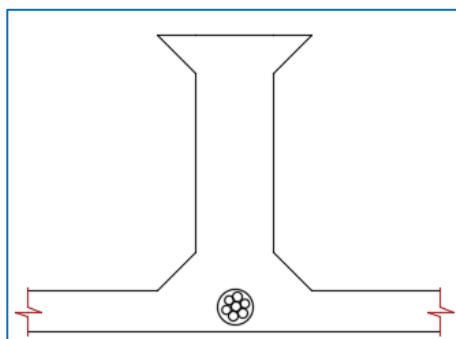


Tabla N° 17

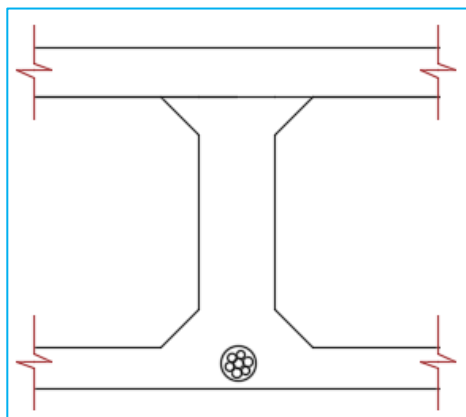
Propiedades de la Sección Transversal de la Viga Interior Simple

H	115.00
Y _i	0.3360
Y _s	0.8140
A	0.7692

I	0.1837
Si	0.283
Ss	0.1190

Figura N° 35

Sección transversal compuesta de la viga interior

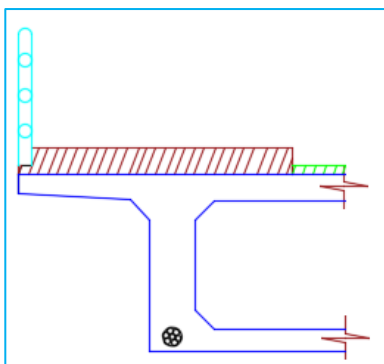
**Tabla N° 18**

Propiedades de la Sección Transversal de la Viga Interior Compuesta

dc	135.00
Yic	0.4489
Ysc	1.1011
Ac	1.5276
Ic	0.4807
Sic	0.3853
Ssc losa	0.1571
Ssc viga	0.1919

Figura N° 36

Sección transversal de la viga exterior



a) Análisis estructural

✓ Análisis estructural viga interior

Para el análisis de las cargas permanentes (D_C), se consideró el peso de las losas, peso propio de las vigas longitudinales postensadas, peso por sobrecarga de vaciado de losa y encofrado, peso de las barandas peatonales, peso de las veredas peatonales, peso de las vigas diafragmas y el peso de la superficie de rodadura (asfalto). Aquí se determinan los momentos máximos en el centro de la luz del primer y en el tercer tramo del puente continuo.

Peso propio de la viga longitudinal postensado:

$$D_{C1} = 1.923 \text{ Tn/m}$$

$$M_{DC1} = 116.340 \text{ Tn} - m$$

Peso propio de la losa:

$$D_{C2} = 1.300 \text{ Tn/m}$$

$$M_{DC2} = 78.65 \text{ Tn} - m$$

Peso propio del encofrado y vaciado:

$$D_{C2} = 0.130 \text{ Tn/m}$$

$$M_{DC2} = 7.87 \text{ Tn} - m$$

Peso de las barandas peatonales:

$$D_{C3} = 0.0333 \text{ Tn/m}$$

Peso de las veredas peatonales:

$$D_{C3} = 0.35 \text{ Tn/m}$$

Peso de las barandas y veredas:

$$D_{C3} = 0.383 \text{ Tn/m}$$

$$M_{DC3} = 23.190 \text{ Tn} - m$$

Peso de las vigas diafragma de viga interior:

$$W_{diafragma} = 0.98 \text{ Tn}$$

$$M_{diafragma} = 8.56 \text{ Tn} - m$$

Peso de las vigas diafragma de viga exterior:

$$W_{diafragma} = 0.50 \text{ Tn}$$

$$M_{diafragma} = 5.33 \text{ Tn} - m$$

Peso de la superficie de rodadura (asfalto):

$$D_W = 0.21 \text{ Tn/m}$$

$$M_{DW} = 12.71 \text{ Tn} - m$$

Carga viva vehicular del camión de diseño HL - 93:

Tabla N° 19

Momentos y Cortantes Máximos de la Carga Viva

X (m)	V _(LL+IM) (Ton)	M _(LL+IM) (Tn-m)
0.000	3.853	2.993
1.375	5.913	58.810
2.750	8.624	106.688
4.125	11.913	182.060
5.500	15.968	210.673

6.875	18.222	233.835
8.250	24.195	276.371
9.625	15.906	275.240
11.000	21.235	292.326
12.375	23.945	293.095
13.750	26.721	289.764

Carga peatonal:

$$W_{peatonal} = 360 \text{ Kg/m}$$

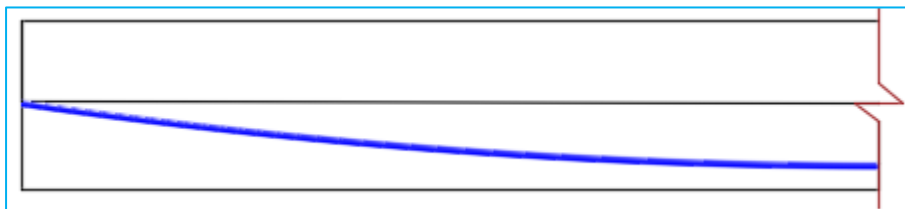
$$M_{peatonal} = 15.25 \text{ Tn} - m$$

✓ Determinación de los tendones del postensado

La fuerza del presfuerzo del postensado se calcula teniendo en cuenta el estado límite de Servicio III, en el centro de la luz de las vigas postensadas en el primer o en el tercer tramo del puente continuo donde se genera el máximo momento positivo. Que están dadas en función de las cargas permanentes y cargas transitorias del puente. Se obtienen en las vigas longitudinales postensadas interiores y exteriores para seleccionar el más crítico.

Figura N° 37

Trayectoria del cable postensado



✓ Determinación de la fuerza del postensado (P)

Esfuerzo de tracción admisible en la etapa de servicio.

- **En la viga interior**

$$f_{tadm} = \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_i} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + 0.8X(M_{LL+IM})}{S_{ic}} - \frac{P}{A} - \frac{PXe_c}{S_i} \quad Ec. 46$$

$$f_{tadm} = 0.19 X \sqrt{f'c} Ksi = 0.465 Ksi = 32.58 \frac{Kg}{cm^2} = 325.80 Tn/m$$

$$P_{interior} = 615.430 Tn$$

• **En la viga exterior**

$$f_{tadm} = \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_i} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + 0.8X(M_{LL+IM} + M_{PL})}{S_{ic}} - \frac{P}{A} - \frac{PXe_c}{S_i} \quad Ec. 47$$

$$P_{exterior} = 628.560 Tn$$

Se toma el mayor valor:

$$P = 628.560 Tn$$

Según la Norma las pérdidas se consideran de (10 – 15 %). Entonces asumiendo pérdidas de 12.5 % obtenemos:

Calculo de acero del postensado

$$\#Torones = \frac{P_o}{An X f_{pi}} \quad Ec. 48$$

$$\#Torones = 40 Torones$$

Se colocará 8 cables de 5 torones cada uno; asumiendo área de acero de 1.4 cm² de cada torón.

Fuerza inicial de presfuerzo aplicado en la transferencia.

$$P_0 = (A_{ps} X f_{pi})/1000 \quad Ec. 49$$

$$P_0 = 739.80 Tn$$

Esfuerzo final del presfuerzo aplicado en la transferencia.

$$P_f = 0.9 X P_0 \quad Ec. 50$$

$$P_f = 714.42 Tn$$

Fuerza a tensar a cada torón:

$$F_{tensadopos.} = \frac{F_{post.}}{\#torones} \quad Ec. 51$$

$$F_{tensadopos.} = 17.86 \text{ Tn}$$

$$F_{ANCLAJE} = 522.04 \text{ Tn}$$

✓ Verificación de esfuerzos admisibles**Etapas 1: Etapa de transferencia de presfuerzo**

Debido que, la fuerza del postensado y el peso propio de la viga son iguales por equilibrio, tanto en la viga exterior y en la viga interior, en consecuencia, los esfuerzos que se generan en esta etapa se aplica para la viga exterior por ser la más crítica. La viga resiste, su peso propio y la fuerza de presfuerzo, antes de las pérdidas en toda su longitud de la viga longitudinal postensado del puente continuo.

Esfuerzo admisible a compresión durante la etapa de transferencia del presfuerzo

$$fci_{adm} = 0.6 X f'ci \quad Ec. 52$$

$$fci_{adm} = 2100 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo admisible a tracción durante la etapa de transferencia del presfuerzo

$$fti_{adm} = 0.24 X \sqrt{f'ci} \text{ ksi} \quad Ec. 53$$

$$fti_{adm} = 375.66 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{M_{DC1}}{S_i} - \frac{P_i X e}{S_i} - \frac{P_i}{A} \quad Ec. 54$$

$$\sigma_{inf} = -2005 \text{ Tn/m}^2 > -2100 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{ÓK}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{DC1}}{S_s} + \frac{P_i X e}{S_s} - \frac{P_i}{A} \quad Ec. 55$$

$$\sigma_{inf} = -1494 \text{ Tn/m}^2 < 375.66 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{ÓK}$$

Etapas 2: Etapa de servicio

La viga longitudinal postensado resiste todas las cargas permanentes y más la fuerza de presfuerzo después de pérdidas, en toda su longitud del puente y los esfuerzos admisibles son planteadas por las siguientes ecuaciones.

Esfuerzo admisible a compresión durante la etapa de servicio del presfuerzo después de pérdidas en las vigas longitudinales postensadas.

$$f_{c_{adm-viga}} = 0.45 X f'c \quad \text{Ec. 56}$$

$$f_{c_{adm-viga}} = 2025 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo admisible a tracción durante la etapa de servicio del presfuerzo después de pérdidas en losa.

$$f_{c_{adm-losa}} = 0.45 X f'c$$

$$f_{c_{adm-losa}} = 1260.00 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo admisible a tracción durante la etapa de transferencia del presfuerzo:

$$f_{t_{adm}} = 0.19 X \sqrt{f'c_i} \text{ ksi} \quad \text{Ec. 57}$$

$$f_{t_{adm}} = 337.20 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{SUP-VIGA} = \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_s} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{SC}} + \frac{P_f X e}{S_s} - \frac{P_f}{A} \quad \text{Ec. 58}$$

$$\sigma_{SUP-VIGA} = 153.330 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 2025 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \quad \text{ÓK}$$

$$\sigma_{INF-VIGA} = \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_i} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{SIC}} - \frac{P_f X e}{S_i} - \frac{P_f}{A} \quad \text{Ec. 59}$$

$$\sigma_{INF-VIGA} = -1357.20 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < -2025 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \quad \text{ÓK}$$

$$\sigma_{SUP-LOSA} = -\sqrt{\frac{f'c_{losa}}{f'c_{viga}}} X \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{SC}} \quad \text{Ec. 60}$$

$$\sigma_{SUP-LOSA} = -169.50 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < -1260 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \quad \text{ÓK}$$

Tabla N° 20

Esfuerzos en Servicio de la Viga Longitudinal

ESFUERZOS EN SERVICIO I VIGA EXTERIOR DEL TRAMO CENTRAL (ETAPA 2)											
X (m)	0.00	1.38	2.75	4.13	5.50	6.88	8.25	9.63	11.00	12.38	13.75
Y (m)	0.200	0.205	0.220	0.245	0.280	0.325	0.380	0.445	0.520	0.605	0.700
e (m)	0.5000	0.495	0.480	0.4550	0.4200	0.3750	0.3200	0.2550	0.1800	0.0950	0.0000
ΣP (Tn)	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42	714.42
ΣPxe (Tn-m)	357.21	353.6	342.9	325.1	300.1	267.9	228.6	182.2	128.6	67.9	0.0
W_{DC1}	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923	1.923
M_{DC1} (Tn-m)	116.340	114.52	109.07	99.979	87.255	70.894	50.898	27.266	-0.001	-30.90	-65.44
M_{DC2} (Tn-m)	86.52	83.9393	76.1972	63.2937	45.2288	22.0024	-6.38531	-39.9345	-78.645	-122.5	-171.55
M_{DC3+Dw} (Tn-m)	35.9	35.3391	33.6565	30.852	26.9258	21.8779	15.70813	8.41661	0.00333	-9.532	-20.19
Mdiafr. (Tn-m)	8.56	8.56	8.56	7.31	6.07	4.82	3.58	1.08	-1.41	-3.90	-6.39
$M_{DC3+Dw+diafragma}$ (Tn-m)	44.46	43.90	42.22	38.17	32.99	26.70	19.28	9.50	-1.40	-13.43	-26.58
σ_s Tviga (Tn/m ²)	137	146	176	232	307	403	518	659	820	1001	1201
σ_s losa (Tn/m ²)	-183	-180	-174	-157	-136	-110	-79	-39	6	55	109
σ_i Tviga (Tn/m ²)	-1349	-1353	-1366	-1391	-1424	-1467	-1517	-1580	-1651	-1731	-1820
σ_{adm} Tviga	337	337	337	337	337	337	337	337	337	337	337
σ_{adm} Cviga	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025	-2025
σ_{adm} Closa	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260	-1260
Estado viga	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Estado losa	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Estado viga	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Etapa 3: Etapa de servicio III.

En esta Etapa de servicio III, la viga longitudinal postensado del puente resiste todas las cargas permanentes, las cargas vivas y la fuerza de presfuerzo después de pérdidas y los esfuerzos admisibles son:

Esfuerzos admisibles en las vigas:

$$f_{c_{adm}} = 0.60 X f'_{ci}$$

$$f_{c_{adm}} = 2700 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzos admisibles en las losas:

$$f_{ci_{adm-losa}} = 0.19 X \sqrt{f'_{ci}} \text{ ksi}$$

Ec. 61

$$f_{ci_{adm-losa}} = 337.22 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo normal en la fibra inferior de la viga simple:

$$\sigma_{INF} = \frac{\sigma_i \text{etapa2} + 0.8(M_{LL+IM}) + M_{PL}}{S_{ic}} \quad \text{Ec. 62}$$

$$\sigma_{INF} = -1325.51 \text{ Tn/m}^2 < 337.22 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Esfuerzo normal en la fibra inferior de la viga compuesta:

$$\sigma_{INF-VIGA} = \frac{\sigma_i \text{etapa2} + 0.8(M_{LL+IM}) + M_{PL}}{S_{SC VIGA}} \quad \text{Ec. 63}$$

$$\sigma_{INF-VIGA} = 73.89 \text{ Tn/m}^2 < 2700.00 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Esfuerzo normal en la fibra inferior de la losa:

$$\sigma_{INF-LOSA} = \frac{\sigma_i \text{etapa2} + n \times 0.8(M_{LL+IM}) + M_{PL}}{S_{SC LOSA}} \quad \text{Ec. 64}$$

$$\sigma_{INF-LOSA} = -232.13 \text{ Tn/m}^2 < 1680.00 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Tabla N° 21*Esfuerzos en Servicio III de la Viga Postensado*

ESFUERZOS EN SERVICIO III VIGA INTERIOR (ETAPA 3)											
X (m)	0.00	1.38	2.75	4.13	5.50	6.88	8.25	9.63	11.00	12.38	13.75
σ_s Estado2-viga	137	146	176	232	307	403	518	659	820	1001	1201
σ_s Estado2-losa	-183	-180	-174	-157	-136	-110	-79	-39	6	55	109
σ_i Wstado 2	-1349	-1353	-1366	-1391	-1424	-1467	-1517	-1580	-1651	-1731	-1820
M_{LL+IM} fact. Tn.m	289.764	293.095	292.326	275.240	276.371	233.835	210.673	182.060	106.688	58.810	2.993
M_{PL} (Tn-m)	15.231	15.727	16.097	16.625	15.563	12.839	11.320	9.576	5.284	2.776	0.216
M_{ext} (Tn-m)	305.00	308.82	308.42	291.87	291.93	246.67	221.99	191.64	111.97	61.59	3.21
σ_s ext (Tn/m ²)	-1589	-1609	-1607	-1521	-1521	-1285	-1157	-999	-583	-321	-17
σ_i ext (Tn/m ²)	633	641	640	606	606	512	461	398	233	128	7
σ_s Estado3 viga	-1453	-1463	-1431	-1289	-1214	-883	-639	-340	236	680	1184
σ_s Estado3 losa	-1436	-1450	-1441	-1357	-1336	-1124	-992	-827	-454	-198	96
σ_i Estado3 viga	-715	-712	-726	-785	-818	-954	-1056	-1182	-1419	-1603	-1813
σ_{adm} C_{viga}	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
σ_{adm} C_{losa}	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
σ_{adm} T_{viga}	337	337	337	337	337	337	337	337	337	337	337
Estado viga	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!
Estado losa	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!

✓ Verificación de la resistencia por flexión de la sección transversal de la viga postensada

La verificación de resistencia de la sección por flexión se hará por los estados Límites de Resistencia I y por Evento Extremo I.

Para el diseño por estado límite de resistencia I con:

$$n = n_D n_R n_I = 1.0 \quad \text{Ec. 65}$$

En la viga exterior por ser más crítico:

$$Mu = 1.25 X P_{DC} + 1.5 X P_{DW} + 1.75 X (P_{LL+IM}) \quad \text{Ec. 66}$$

$$Mu = 825.24 Tn - m$$

Para el diseño por estado límite de evento extremo I con:

$$n = n_D n_R n_I = 1.0$$

$$Mu = 1.25 X P_{DC} + 1.5 X P_{DW} + 1.0 X (P_{LL+IM}) + 1 X (Q_{SISMO}) \quad \text{Ec. 67}$$

$$Mu = 847.89 Tn - m$$

Cálculo de la profundidad del eje neutro en la sección agrietada a compresión:

$$C = \frac{A_{ps} X f_{pu} + A_s X fy - A'_s X f'y - 0.85 X \beta_1 X f'c X (b - b_w) X h_f}{0.85 X f'c X \beta_1 X b_w + k X A_{ps} X f_{pu}/d_p} \quad \text{Ec. 68}$$

$$C = 17.30 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud del bloque equivalente compresión:

$$a = \beta_1 X C \quad \text{Ec. 69}$$

$$a = 14.70 \text{ cm} < 17.30 \text{ cm} \quad \text{ÓK}$$

Cálculo de la resistencia nominal de la sección (Mn), sin considerar el aporte del acero de refuerzo:

$$M_n = A_{ps} X f_{ps} X (d_p - \frac{a}{2}) + A_s X fy X (d_s - \frac{a}{2}) - A'_s X f'y X (d'_s - \frac{a}{2}) + 0.85 X f'c X (b - b_w) X \beta_1 h_f X \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad \text{Ec. 70}$$

$$M_n = 1069.79 Tn - m$$

$$\phi = 1$$

$$\phi \times M_n = 1069.79 \text{ Tn} - m > M_u = 847.89 \text{ Tn} - m \quad \text{ÓK}$$

✓ **Verificación del límite de acero del refuerzo mínimo:**

La cantidad de acero de presfuerzo y de refuerzo asignado en la sección debe tener capacidad suficiente como para que puede resistir en cualquier parte de la sección de la viga postensado del puente y este debe ser mayor o igual al menor de los siguientes valores.

✓ $1.33 \times M_u$

✓ M_{cr}

Determinación del momento de agrietamiento de la sección:

$$M_{cr} = \gamma_3 \times \left((\gamma_1 \times f_r + \gamma_2 \times 2 \times f_{cpe}) \times S_{ic} - M_{dnc} \times \left(\frac{S_{ic}}{S_i} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 71}$$

$$f_r = 0.24 \times \sqrt{f'_{ci}} \text{ ksi} \quad \text{Ec. 72}$$

$$f_r = 0.609 \text{ ksi}$$

$$1.33 \times M_u = 1127.69 \text{ Tn} - m$$

$$M_{cr} = 590.96 \text{ Tn} - m$$

$$M_{cr} = 590.96 \text{ Tn} - m < \phi \times M_n = 1069.79 \text{ Tn} - m \quad \text{ÓK}$$

Por tanto, la sección cumple con acero de refuerzo mínimo.

✓ **Verificación de la resistencia por corte de la sección transversal de la viga postensada**

La sección crítica para determinar por corte se encuentra en una longitud d_v . Que se ubica sobre la cara del apoyo del componente de la viga; d_v se toma el mayor o igual valor de los siguientes resultados:

$$d_e - a/2$$

$$0.9 \times d_e$$

$$0.72 \times H$$

$$dv = 0.72 \times H = 107.65 \text{ cm}$$

Cálculo de la cortante último en la viga interior:

Cálculo de las fuerzas cortantes y los momentos flectores en toda su longitud de la viga para para la viga interior por ser la más crítica aplicando el método de la Resistencia I.

Para el diseño por estado límite de servicio con: $n = n_D n_R n_I = 1.0$

$$Vu = 1.25 \times P_{DC} + 1.5 \times P_{DW} + 1.75 \times (P_{LL+IM}) \quad \text{Ec. 73}$$

$$Vu = 162.20 \text{ Tn}$$

Cálculo de la resistencia nominal a corte de la sección:

La resistencia nominal a corte de la sección de la viga postensado y de la losa se tomará como el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_p + V_s \quad \text{Ec. 74}$$

$$V_n = 0.25 \times f'_c \times b_v \times d_v + V_p \quad \text{Ec. 75}$$

Cálculo de la resistencia a corte que aporta el concreto:

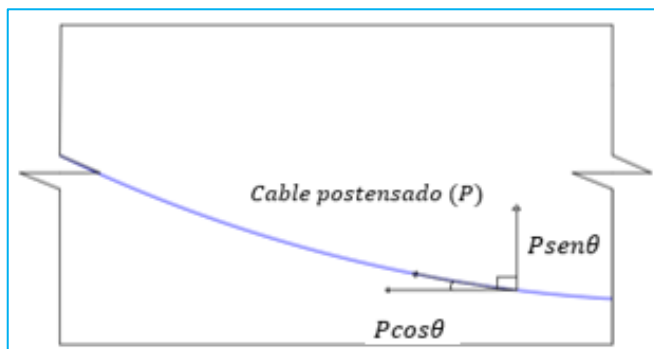
$$V_c = 0.0316 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v \quad \text{Ec. 76}$$

$$V_c = 87.98 \text{ Tn}$$

Cálculo de la fuerza que aporta el postensado:

Figura N° 38

Trayectoria del cable postensado



La tangente de θ se obtiene de la primera derivada de la ecuación de la trayectoria del cable del postensado.

Ecuación del cable del postensado:

$$Y = K X X^2 + r \quad \text{Ec. 77}$$

$$V_p = P X \operatorname{sen}\theta = P X \tan\theta \quad \text{Ec. 78}$$

$$V_p = 47.89 \text{ Tn}$$

Cálculo de la resistencia que aporta el refuerzo transversal:

$$V_s = (A_v X f_y X d_v X (\cot\theta + \cot\alpha) X \operatorname{sen}\alpha) / S \quad \text{Ec. 79}$$

$$V_s = 46.04 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_c + V_p + V_s = 181.91 \text{ Tn}$$

$$V_n = 0.25 X f'_c X b_v X d_v + V_p = 411.22 \text{ Tn}$$

Tomando el menor valor de la resistencia nominal a corte como:

$$V_n = V_c + V_p + V_s = 181.91 \text{ Tn}$$

$$\phi = 0.9$$

Cálculo de las cortantes últimos de la sección crítica en las vigas:

En la viga interior:

$$V_u = 1.25 X V_U + 1.5 X V_{DW} + 1.75 X (P_{LL+IM}) \quad \text{Ec. 80}$$

$$V_u = 152.36 \text{ Tn}$$

En la viga exterior:

$$V_u = 1.25 X V_U + 1.5 X V_{DW} + 1.75 X (P_{LL+IM})$$

$$V_u = 158.46 \text{ Tn}$$

$$\phi X V_n = 163.72 \text{ Tn} > V_u = 158.46 \text{ Tn} \quad \text{ÓK}$$

✓ Verificación del refuerzo mínimo longitudinal del acero a tracción por flexión

$$A_{PS} \times f_{PS} \times fy \geq \frac{|M_U|}{d_v \times \theta_f} + 0.5 \times \frac{N_U}{\theta_c} + \left(\left| \frac{V_U}{\theta_v} - V_P \right| - 0.5 \times V_S \right) \times \cot \theta \quad Ec. 81$$

$$A_{PS} \times f_{PS} \times fy = 1014 \text{ Tn}$$

$$\frac{|M_U|}{d_v \times \theta_f} + 0.5 \times \frac{N_U}{\theta_c} + \left(\left| \frac{V_U}{\theta_v} - V_P \right| - 0.5 \times V_S \right) \times \cot \theta = 790 \text{ Tn}$$

$$A_{PS} \times f_{PS} \times fy = 1014 > 790 \quad \text{ÓK}$$

✓ Verificación de las deflexiones

En cuanto, en los postensados se verifican las deflexiones en dos etapas:

Etapas 1:

Esta Etapa es la transferencia de la fuerza de presfuerzo. En esta etapa únicamente la viga resiste las cargas del peso propio y la fuerza del postensado. Calculando las deflexiones en el centro de luz de la viga longitudinal postensado del puente de cualquier tramo porque son de la misma longitud en los tres tramos.

Deflexión debido al peso propio de la viga longitudinal postensado.

$$\delta_{pp} = \frac{5 \times W_{DC} \times L^4}{384 \times E \times I} \quad Ec. 82$$

$$\delta_{pp} = 0.02778 \text{ m} = 2.78 \text{ cm} (\downarrow)$$

Deflexión debido a la fuerza de la viga postensado en la transferencia del presfuerzo.

$$\delta_{post} = \frac{5 \times W_{DC1} \times L^4}{384 \times E \times I} \quad Ec. 83$$

$$\delta_{post} = 0.0606 \text{ m} = 6.06 \text{ cm} (\uparrow)$$

El resultado de la deflexión será la diferencia debido al peso propio de la viga postensado con respecto a la fuerza en la transferencia del presfuerzo de la viga postensado.

$$\delta = \delta_{pp} - \delta_{post} = 3.29 \text{ cm} (\uparrow)$$

Etapas 2: Etapa de servicio

En esta etapa de servicio se considera la carga viva máxima generado por el camión de diseño en cada tramo que se encuentra en cuarenta por ciento de la luz libre entre los apoyos. La deflexión máxima debido a la carga viva vehicular debe ser menor que la ecuación N° 84. Según la norma Manual de Diseño de Puentes MTC 2019.

$$\delta_{M\acute{a}x} = \frac{L}{800} \quad \text{Ec. 84}$$

$$\delta_{M\acute{a}x} = 0.0344 \text{ m} = 3.44 \text{ cm}$$

$$\delta_{IM+LL} = \frac{5 \times M_{LL+IM} \times L^4}{384 \times E \times I} \quad \text{Ec. 85}$$

$$\delta_{IM+LL} = 0.018 \text{ m} = 1.811 \text{ cm} < 3.44 \text{ cm} \quad \text{ÓK}$$

6.6 DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS

En esta investigación se implementan dos tipos de aisladores sísmicos para el puente continuo como:

- a) Soporte de Caucho laminado con acero de Alta Amortiguación (HDR), conocido como el elastómero, de Marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP.
- b) Aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB), de marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP.

Para el diseño de los aisladores sísmicos se aplican las Normas: ASCE/SEI/7/16, ASSHTO LRFD 2014, Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 y los catálogos de la marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP.

El diseño de los aisladores sísmicos, se diseñan para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE), según las Normas, un puente con sistema de aislación, se debe diseñar para un sismo máximo considerado y para una funcionalidad continua, con un amortiguamiento crítico de 5%, para una probabilidad de excedencia de 2 %, para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años y con un periodo de retorno de 2500 años.

Las características del espectro de respuesta es para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE), que está en función de la zona y ubicación del lugar, para este caso es la ciudad de Lima – Perú. Así como se indica en la Tabla N° 16.

6.6.1 Cálculos para el predimensionamiento de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB)

Los cálculos y procesos necesarios para el desarrollo del predimensionamiento del diseño de los aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB) y elastómeros (HDR), se da inicio a partir del desplazamiento inicial del sistema de aislación del puente con aisladores sísmicos. Utilizando las ecuaciones del sistema de aislación sísmica definidas y por el fabricante de marca mencionada. Que están dadas en función del peso de la estructura, propiedades, características del puente, ubicación y zona de estudio, calculadas con una serie de ecuaciones definidas como siguen a continuación.

Peso sísmico del puente continuo

$$W_{SS} = 4079.813 \text{ Klb}$$

Peso efectivo del puente continuo

$$W_{eff} = 4120.611 \text{ Klb}$$

Desplazamiento inicial del sistema de aislación:

$$d = \frac{9.79 \times S_{D1} \times T_{eff}}{B_L} \cong 10 \times S_{D1} \quad Ec. 86$$

$$d = 10 \times S_{D1} = 7.50 \text{ in} = 19.05 \text{ cm}$$

Fuerza característica del aislador:

$$Q_d = 0.05 \times W_{SS} \quad Ec. 87$$

$$Q_d = 206.031 \text{ Klb}$$

Rigidez característica del aislador:

$$K_d = \frac{0.05 \times W_{SS}}{d} \quad Ec. 88$$

$$K_d = 27.471 \text{ Klb/in}$$

Cálculo de las propiedades específicas para cada apoyo:**Fuerza característica para cada apoyo:**

$$Q_{d-j} = Q_d \times \frac{W_j}{W_{SS}} \quad Ec. 89$$

$$\sum Q_{d-j} = 203.991 \text{ Klb}$$

Rigidez característica para cada apoyo:

$$K_{d-j} = K_d \times \frac{W_j}{W_{SS}} \quad Ec. 90$$

$$\sum K_{d-j} = 27.199 \text{ Klb/in}$$

Cálculo de las rigideces efectivas en cada apoyo

$$K_{eff,j} = \frac{a_j \times K_{Sub,j}}{1 + a_j} \quad Ec. 91$$

$$a_j = \frac{K_{d,j} \times d + K_{Sub,j}}{1 + a_j} \quad Ec. 92$$

Tomando como rigidez efectiva la sumatoria del sistema de aislación

$$K_{eff} = \sum_{j=1}^m K_{eff,j} = 54.297 \text{ Klb/in}$$

Cálculo de los desplazamientos del sistema aislado en cada apoyo

$$d_{isol-j} = \frac{d}{1 + a_j} \quad \text{Ec. 93}$$

$$d_{isol-1} = 7.493 \text{ in}$$

$$d_{isol-2} = 7.462 \text{ in}$$

$$d_{isol-3} = 7.462 \text{ in}$$

$$d_{isol-4} = 7.493 \text{ in}$$

Cálculo de la rigidez del sistema aislado en cada apoyo

$$K_{isol,j} = \frac{Q_{d-j}}{d_{isol-j}} + K_{d-j} \quad \text{Ec. 94}$$

$$K_{isol-1} = 9.094 \text{ Klb/in}$$

$$K_{isol-2} = 18.155 \text{ Klb/in}$$

$$K_{isol-3} = 18.155 \text{ Klb/in}$$

$$K_{isol-4} = 9.094 \text{ Klb/in}$$

$$\sum K_{isol-j} = 54.499 \text{ Klb/in}$$

Cálculo del desplazamiento de la subestructura del sistema aislado en cada apoyo

$$d_{sub-j} = d - d_{isol-j} \quad \text{Ec. 95}$$

Cálculo de la fuerza lateral de la subestructura del sistema aislado en cada apoyo

$$F_{sub-j} = K_{sub-j} \times d_{sub-j}$$

$$F_{sub-1} = 68.143 \text{ Klb}$$

$$F_{sub-2} = 135.470 \text{ Klb}$$

$$F_{sub-3} = 135.470 \text{ Klb}$$

$$F_{sub-4} = 68.143 \text{ Klb}$$

Cálculo de la fuerza lateral de corte en las columnas del sistema aislado en cada apoyo

$$F_{Col-j,k} = \frac{K_{sub-j}}{\# \text{ columnas por apoyo}} \quad \text{Ec. 96}$$

$$F_{Col-sub} = 45.157 \text{ Klb}$$

Capacidad lateral máxima en cada columna como el requisito del requerimiento del diseño sísmico del puente continuo.

$$FUERZA \text{ MAXIMA}_{CORTE} = 120.00 \text{ Klb}$$

$$FUERZA \text{ MAXIMA}_{CORTE} = 120.00 \text{ Klb} > 45.157 \text{ Klb} \quad \text{ÓK}$$

Periodo efectivo de la estructura del sistema aislado

$$T_{eff} = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \times K_{eff}}} \quad \text{Ec. 97}$$

$$T_{eff} = 2.785 \text{ seg}$$

Coefficiente de amortiguamiento de la estructura del sistema aislado

$$\xi = \frac{2 \times \sum j (Q_{d,j} (d_{isl,j} - d_{y,j}))}{\pi \times \sum j (K_{eff,j} (d_{isol,j} + d_{sub,j}))^2} \quad \text{Ec. 98}$$

$$\xi = 0.318 \cong 30\%$$

Factor de amortiguación

$$B_L = \left\{ 1.7 \left(\frac{\xi}{0.05} \right)^{0.5} \right\} \quad \text{Ec. 99}$$

$$B_L = 1.7$$

$$d = \frac{9.79 \times S_{D1} \times T_{eff}}{B_L} \quad \text{Ec. 100}$$

$$d = 12.027 \text{ in} = 30.548 \text{ cm}$$

De aquí se genera un proceso iterativo tomando como inicio el desplazamiento (d) obtenido y se vuelve a calcular desde el comienzo para todas las ecuaciones para luego obtener un nuevo desplazamiento y volviendo a realizar este proceso iterativo hasta que la convergencia sea muy cercana al desplazamiento ultimo (d). Luego de realizar este proceso iterativo se obtienen los siguientes valores:

$$d = 19.124 \text{ in}$$

$$Q_d = 203.991 \text{ KLb}$$

$$K_d = 10.745 \text{ KLb/in}$$

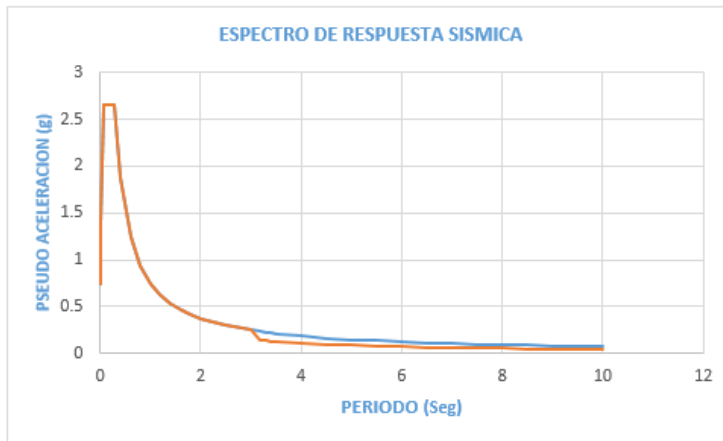
$$K_{eff,j} = 21.475 \text{ KLb}$$

$$T_{eff} = 4.428 \text{ seg}$$

$$\xi = 0.308 \cong 30\%$$

$$B_L = 1.7$$

Con los cálculos y datos obtenidos del predimensionamiento se procede a realizar el primer análisis sísmicamente aislados por el método de análisis modal con el programa CSIBRIDGE. Luego se modifica el espectro de respuesta obtenido para obtener un espectro de respuesta compuesta; esto se hará para obtener una mayor amortiguación en todos los modos fundamentales de vibración en la estructura sísmicamente aislados, que consiste en dividir todos los valores de aceleración espectral a partir del 0.8 veces del periodo fundamental del puente sísmicamente aislado por el factor de amortiguación $B_L = 1.70$, obteniendo un espectro de respuesta compuesta. Así como se muestra en la Figura N° 39.

Figura N° 39*Espectro de respuesta amortiguada*

Con el espectro compuesto obtenido, se vuelve realizar el análisis sísmicamente aislado con el programa CSIBRIDGE, para obtener el nuevo periodo fundamental, las rigideces en las columnas, los desplazamientos de los aisladores sísmicos tanto en el eje longitudinal y en el eje transversal para calcular los desplazamientos máximos del sistema de aislación y obtener las dimensiones necesarias de los componentes de los aisladores sísmicos. Obteniendo así la rigidez efectiva de cada aislador sísmico para la verificación de la fuerza de restitución de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

$$K_{isol-1} = 0.599 Klb = 10.690 Tn/m$$

$$K_{isol-2} = 1.194 Klb = 21.315 Tn/m$$

$$K_{isol-3} = 1.194 Klb = 21.315 Tn/m$$

$$K_{isol-4} = 0.599 Klb = 10.690 Tn/m$$

6.6.2 Diseño preliminar del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)

Diámetro del núcleo de plomo interior del aislador

$$D_L = \sqrt{\frac{Q_d}{0.9}}$$

Ec. 101

$$D_L = 3.767 \text{ in}$$

Diámetro exterior de núcleo de plomo

$$B = \sqrt{\frac{4 X A_b}{\pi} + d_L^2} \quad \text{Ec. 102}$$

$$B = 16.620 \text{ in}$$

Área real del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)

$$A_b = \frac{\pi}{4} X (B^2 - d_L^2) \quad \text{Ec. 103}$$

$$A_b = 215.835 \text{ in}^2$$

6.6.3 Diseño del aislador sísmico de núcleo de plomo (LBR)

Rigidez efectiva del puente

$$K_{eff} = 21.475 \text{ Klb/in}$$

Periodo efectivo del puente

$$T_D = 4.428 \text{ Seg}$$

Factor de corrección del amortiguamiento

$$B_L = 1.7$$

Desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento sísmico con (LRB)

$$d = 19.124 \text{ in} \cong 48.574 \text{ cm}$$

Amortiguamiento crítico del sistema de aislamiento

$$\xi = 0.308 = 30\%$$

$$\# \text{ total aisladores} = 24$$

$$\# \text{ aisladores por apoyo} = 6$$

Desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento sísmico con núcleo de plomo

$$D_D = \frac{g \times S_{DM1} \times T_D}{4 \times \pi^2 \times B_D} \quad \text{Ec. 104}$$

$$D_D = 19.110 \text{ in} = 48.54 \text{ cm}$$

Periodo efectivo

$$T_D = 2 \times \pi^2 \times \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \times K_{eff}}} \quad \text{Ec. 105}$$

$$T_D = 4.428 \text{ Seg}$$

Rigidez efectivo

$$K_{DMIN} = \frac{4 \times \pi^2}{T^2 \times W_{eff}} \quad \text{Ec. 106}$$

$$K_{DMIN} = 21.485 \text{ Klb/in}$$

Fuerzas de restitución del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)

Según las Normas: ASCE/SEI/7/16, ASSHTO 2014 y Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 (Perú). El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado para que sea capaz de producir una fuerza lateral de restitución en el desplazamiento máximo. El sistema de aislamiento sísmico debe tener una fuerza de restauración mayor de por lo menos 0.025 del peso efectivo en el aislador sísmico en un cincuenta por ciento del desplazamiento máximo de diseño.

$$K_{DRMIN} = \frac{0.025 \times W}{d} \quad \text{Ec. 107}$$

$$K_{DRMIN} = 0.604 \text{ Klb/in}$$

$$P_{DL} = 230.894 \text{ Klb/in}$$

$$K_{DMIN} = 1.194 \text{ Klb/in} > 0.604 \text{ Klb/in} \quad \text{ÓK}$$

Propiedades del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB) usando el catálogo de marca BRIDGESTONE.

Rigidez inicial (K_1)

$$K_1 = \beta \times K_d \quad \text{Ec. 108}$$

$$K_1 = 37.739 \text{ Klb/in}$$

$$\beta = (13 - 15)$$

β : Factor de variación de la rigidez inicial

Rigidez post fluencia (K_2)

$$K_2 = K_d = C_{Kd} \times (K_r + K_p) \quad \text{Ec. 109}$$

$$K_2 = K_d = 552.056 \text{ Klb/in}$$

Rigidez del elastómero (K_r)

$$K_r = G_r \times \frac{A_r}{H} \quad \text{Ec. 110}$$

$$K_r = 529.162 \text{ Klb/in}$$

Rigidez de núcleo de plomo (K_p)

$$K_p = \alpha_p \times \frac{A_p}{H} \quad \text{Ec. 111}$$

$$K_p = 22.894 \text{ Klb/in}$$

G_r : módulo de corte del elastómero

K_r : Rigidez del elastómero

A_r : Area efectiva del asilador

K_p : Rigidez del nucleo de plomo

Resistencia característica (Q_d)

$$Q_d = C_{Qd} X \sigma_{pb} X A_p \quad Ec. 112$$

$$Q_d = \gamma X H X K_{eq} \quad Ec. 113$$

$$Q_d = 31808.626 \text{ Klb}$$

Primer factor de forma

$$S_1 = \frac{D_0}{4 X t_r} \quad Ec. 114$$

Segundo factor de forma

$$S_2 = \frac{D_0}{n X t_r} \quad Ec. 115$$

Rigidez vertical

$$K_v = \alpha_v X \frac{A}{H} X E_c \quad Ec. 116$$

$$K_v = 1747.799 \text{ Klb}$$

$$E_c = 1005.134$$

Altura del aislador

$$H = n X t_r \quad Ec. 117$$

Espesor de cada capa de goma

Rigidez equivalente a corte (K_{eq})

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma X H} + K_d \quad Ec. 118$$

$$K_{eq} = 873.432 \text{ Klb}$$

Amortiguamiento equivalente

$$H_{eq} = 0.223$$

Diseño final del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)

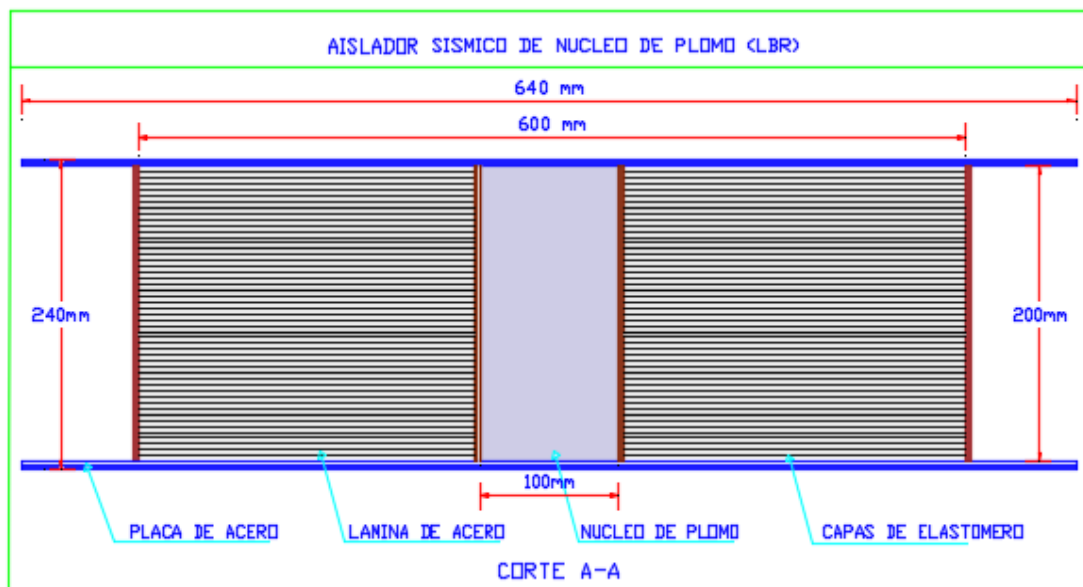
Tabla N° 22

Características del Aislador Sísmico de Núcleo de Plomo

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO REAL DEL AISLADOR SÍSMICO DE NÚCLEO DE PLOMO (LRB)		
Diámetro exterior del aislador (D_o)	600.00	mm
Diámetro interior del aislador (D_i)	100.00	mm
Número de capas de goma del aislador	50.00	und
Espesor de capa de goma del aislador (t_r)	3.00	mm
Espesor de la plancha de acero del aislador (t_s)	1.00	mm
Longitud de la placa del aislador (L)	640.00	mm
Espesor de la placa del aislador (t)	2.00	mm
Número de pernos del aislador (N° pernos)	12.00	und
Diámetro de los pernos del aislador (ϕ pernos)	25.00	mm
Altura total del aislador (H)	200.00	mm

Figura N° 40

Diseño final del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)



Este diseño de aislador sísmico de marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP, de núcleo de plomo (LRB) se encuentra en el catálogo del fabricante y como tipo de aislador sísmico se define así LH060G4.

Verificación del desplazamiento del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB) en el programa Matlab

Imagen N° 37

Verificación del desplazamiento del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)

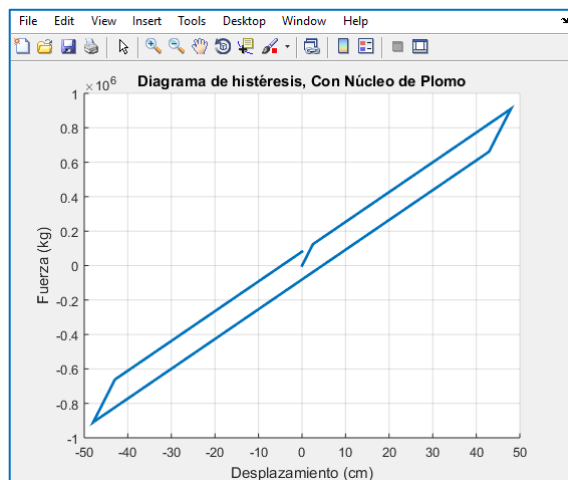
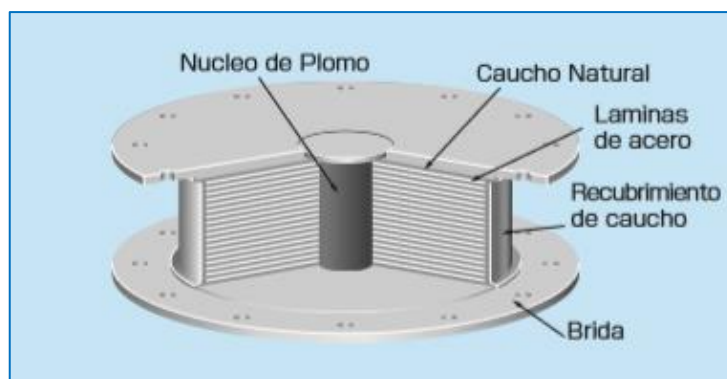


Imagen N° 38

Aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB)



Fuente: *Bridgestone seismic isolation product line-up, p. 02*

6.6.1 Diseño de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR)

Para el diseño de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) se usa los mismos procedimientos de cálculos del predimensionamiento del aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB). Los datos y ecuaciones necesarios para los cálculos y el diseño de los aisladores sísmicos

de caucho laminado elastómeros (HDR) es obtenida del catálogo y de las Tablas de marca BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP, que están dadas en función del peso y características de la estructura del puente continuo.

Rigidez efectiva del puente

$$K_{eff} = 21.481 \text{ Klb/in}$$

Periodo efectivo del puente

$$T_D = 4.405 \text{ Seg}$$

Factor de corrección del amortiguamiento

$$B_L = 1.7$$

Desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento sísmico elastómero (HDR)

$$d = 19.026 \text{ in} = 48.327 \text{ cm}$$

Amortiguamiento crítico del sistema de aislamiento

$$\xi = 0.302 \cong 30\%$$

$$\# \text{ aisladores} = 24$$

$$\# \text{ aisladores por apoyo} = 6$$

De aquí se obtienen la rigidez efectiva de cada aislador sísmicos para la verificación de la fuerza de restitución de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR).

$$K_{isol-1} = 0.599 \text{ Klb/in} = 10.690 \text{ Tn/m}$$

$$K_{isol-2} = 1.193 \text{ Klb/in} = 21.315 \text{ Tn/m}$$

$$K_{isol-3} = 1.193 \text{ Klb/in} = 21.315 \text{ Tn/m}$$

$$K_{isol-4} = 0.599 \text{ Klb/in} = 10.690 \text{ Tn/m}$$

Desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento sísmico del aislador (HDR)

$$D_D = \frac{g \times S_{DM1} \times T_D}{4 \times \pi^2 \times B_D} \quad \text{Ec. 119}$$

$$D_D = 19.013 \text{ in} = 48.292 \text{ cm}$$

Periodo efectivo

$$T_D = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_{eef}}{g \times K_{eef}}} \quad \text{Ec. 120}$$

$$T_D = 4.405 \text{ Seg}$$

Rigidez efectivo

$$K_{DMIN} = \frac{4 \times \pi^2}{T^2 \times W_{eef}} \quad \text{Ec. 121}$$

$$K_{DMIN} = 21.696 \text{ Klb/in}$$

Fuerzas de restitución del aislador sísmico elastómero (HDR)

Según las Normas: ASCE/SEI/7/16, ASSHTO y Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 (Perú). El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado para que sea capaz de producir una fuerza lateral de restitución en el desplazamiento máximo. El sistema de aislamiento sísmico debe tener una fuerza de restauración mayor de por lo menos 0.025 del peso efectivo en el aislador sísmico en un cincuenta por ciento del desplazamiento máximo de diseño.

$$K_{DRMIN} = \frac{0.025 \times W}{d}$$

$$K_{DRMIN} = 0.604 \text{ Klb/in}$$

$$K_{DMIN} = 1.143 \text{ Klb/in} > 0.237 \text{ Klb/in} \quad \text{ÓK}$$

Primer factor de forma

$$S_1 = \frac{D_0 - D_i}{4 \times t_r} \quad \text{Ec. 123}$$

$$S_1 = 36.436$$

Segundo factor de forma

$$S_2 = \frac{D_0}{n \times t_r} \quad \text{Ec. 124}$$

$$S_2 = 3.464$$

Rigidez inicial (K_1)

$$K_1 = 10 \times K_2 \quad \text{Ec. 125}$$

$$K_1 = 37.004 \text{ Klb/in}$$

Rigidez post fluencia (K_2)

$$K_2 = K_{eq}(1 - u) \quad \text{Ec. 126}$$

$$K_2 = 3.70 \text{ Klb/in}$$

Resistencia característica (Q_d)

$$Q_d = u \times \gamma \times H \times K_{eq} \quad \text{Ec. 127}$$

$$Q_d = 1014.189 \text{ Klb}$$

Rigidez equivalente a corte (K_{eq})

$$K_{eq} = \frac{A}{H} \times G \times K_{eq} \quad \text{Ec. 128}$$

$$K_{eq} = 5.310 \text{ Klb}$$

Rigidez vertical a compresión

$$K_V = \frac{A}{H} \times E_C \quad \text{Ec. 129}$$

$$K_V = 17571.004 \text{ Klb}$$

$$E_C = 963.589$$

Diseño final del aislador sísmico elastómero (HDR)

$$D_o : 700 \text{ mm}$$

$$D_i : 15 \text{ mm}$$

$$n : 43$$

$$t_r : 4.70$$

$$H : 210.10 \text{ mm}$$

$$A : 3685.285 \text{ mm}^2$$

Donde:

D_o : Diámetro exterior de aislador elastómeros

D_i : Diámetro interior de aislador elastómeros

n : Numero de capas del elastómero

t_r : espesor por cada de lámina de caucho y de calce de acero

H : Altura total del aislador elastómero

Tabla N° 23

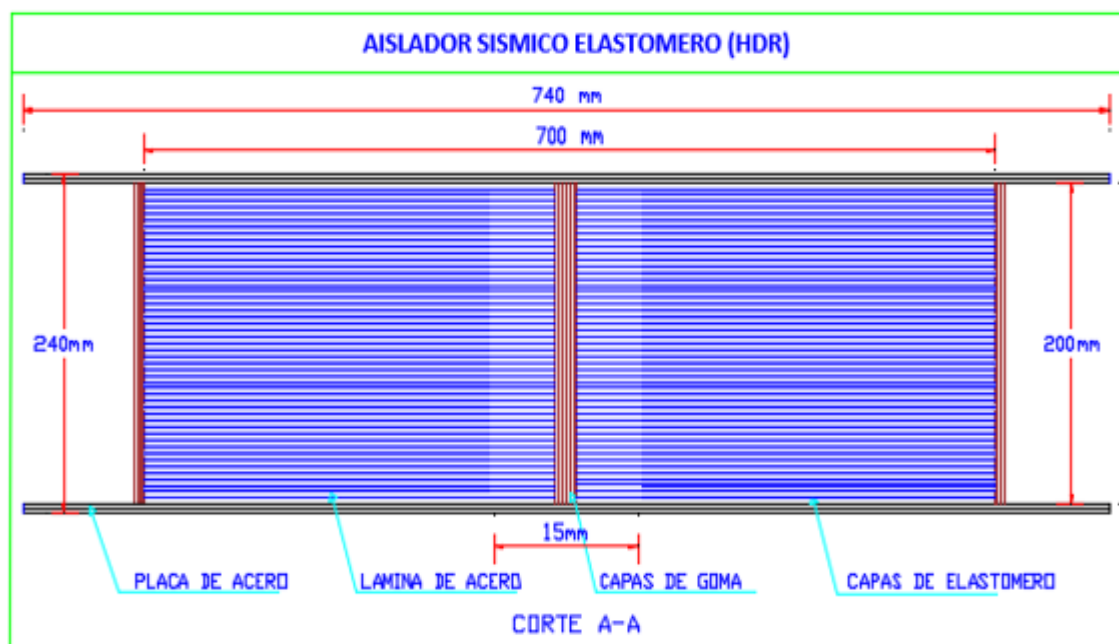
Características del Aislador Sísmico Elastómero (HDR)

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO DEL AISLADOR SÍSMICO ELASTÓMEROS (HDR)		
Diámetro exterior del aislador (D_o)	700.00	mm
Diámetro interior del aislador (D_i)	15.00	mm
Número de capas de goma del aislador	43.00	und
Espesor de capa de goma del aislador (t_r)	4.7.00	mm
Espesor de la plancha de acero del aislador (t_s)	1.00	mm
Longitud de la placa del aislador (L)	740.00	mm
Espesor de la placa del aislador (t)	3.7.00	mm

Número de pernos del aislador (N° pernos)	12.00	und
Diámetro de los pernos del aislador (ϕ pernos)	25.00	mm
Altura total del aislador (H)	210.00	mm

Figura N° 41

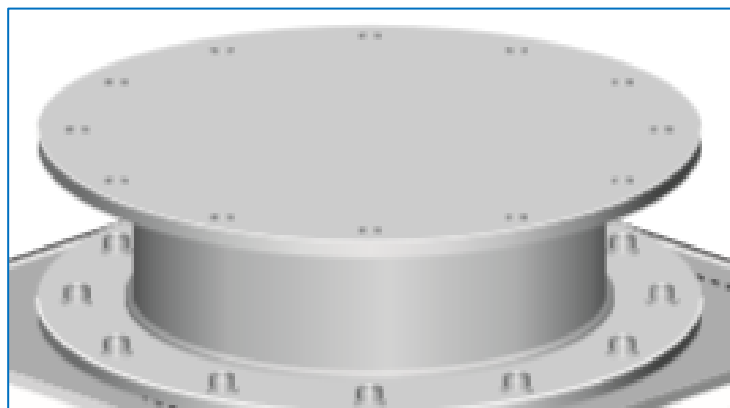
Diseño final del aislador sísmico elastómero (HDR)



Este diseño de aislador de marca, BRIDGESTONE SEISMIC ISOLATION PRODUCT LINE-UP, de caucho laminado de alta resistencia (HDR) conocido como elastómero se encuentra en el catálogo del fabricante y como tipo de aislador se define así HH0705X4R.

Imagen N° 39

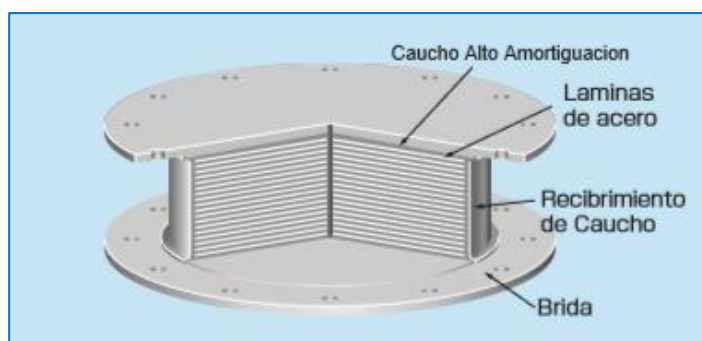
Modelo del aislador sísmico elastómero (HDR)



Fuente: *Bridgestone seismic isolation product line-up, p. 02*

Imagen N° 40

Elastómero (HDR) de caucho laminado con acero de alta resistencia



Fuente: *Bridgestone seismic isolation product line-up, p. 02*

CAPITULO VII

7 ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS

7.1 CONSIDERACIONES GERNERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DEL PUENTE CONTINUO

Análisis estructural. Es la obtención de las respuestas sísmicas de un puente frente a determinadas sollicitaciones por acciones sísmicas externas. En el análisis estructural se usan las ecuaciones de coeficiente elástico (C_s) multiplicado por el peso equivalente del puente.

Descripción del programa CSIBRIDGE. Este programa, es una herramienta de análisis y diseño de todo tipo de puentes. Que está basado en método computacional en la teoría de elementos finitos (discretización). Donde, se puede desarrollar análisis y diseño sísmico de puentes continuos sea dinámicos y estáticos lineales y no lineales.

Dado un modelo definido del puente continuo sin aislar y con sistema de aislación sísmico, como es un puente con vigas longitudinales postensadas tipo cajón con losas de concreto armado, que consta su masa y peso, asignados los materiales con sus propiedades de módulos de elasticidad, peso específico de concreto y acero de refuerzo, se asigna los sismos que está en función del lugar de estudio, se incorporan las rótulas plásticas en las

columnas para que el programa CSIBRIDGE lo realiza análisis sísmico, lo desarrollará por el método de respuesta espectral para un grado de libertad. Los estribos o apoyos extremos solo sirven como apoyo móvil para que se puede desplazarse libremente la superestructura junto con los apoyos intermedios (columnas). En el proceso de análisis y calculo obtendrá el peso sísmico del puente, asimismo obtendrá las rigideces de las columnas y las combinaciones modales por el método de combinación cuadrática (CQC) para encontrar las respuestas sísmicas máximas del puente, luego obtendrán el periodo fundamental y el coeficiente de la respuesta elástica (C_s), y obtener como resultado las fuerzas cortantes que viene ser la multiplicación del peso sísmico por el coeficiente de la respuesta elástica (C_s) y momentos en las columnas.

Para un puente continuo el análisis y diseño sísmico podrá definir considerando las combinaciones como: Tomando el 100 % en una dirección y el 30% de la dirección ortogonal.

En el análisis y diseño sísmico de puentes continuos, la superestructura funciona como diafragma rígidas y aporta su peso efectivo por gravedad, y el peso efectivo es la carga permanente adicionada más un porcentaje de la carga viva.

Los movimientos de los sismos son considerados y dirigidos a lo largo de los eje transversal y longitudinal del puente continuo. Los apoyos extremos estribos (durmientes) no contribuyen en el análisis y diseño sísmico del puente. Por lo que no aportan su rigidez transversal ni longitudinal en un sismo. Solo las columnas son responsables de resistir el movimiento sísmico causado.

7.2 PASOS QUE SE REALIZARON EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DEL PUENTE CONTINUO

1. Se asignó el lugar con las siguientes características.

Ubicación del lugar:	Lima – Perú
Zona:	4
Categoría de diseño sísmico:	D
Tipo de suelo:	B

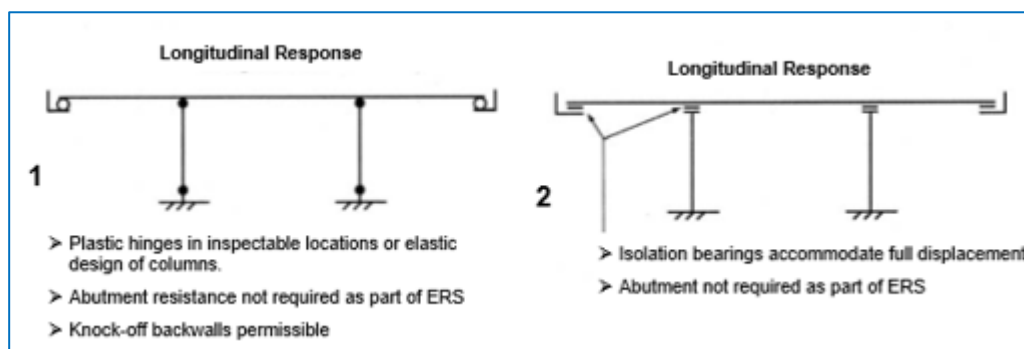
Los datos para el espectro de la respuesta sísmica, para el análisis y diseño sísmico del puente sin aislar y para el puente con sistema de aislación sísmicos (HDR) y (LRB) se toman de la Tabla N° 15 y de la Tabla N° 16 respectivamente.

- Se definió un modelo de puente mediante nudos y barras a los componentes estructurales y no estructurales. En este caso definió un puente continuo sin aisladores sísmicos y con sistema de aislación sísmico (HDR) y (LRB).
- Se asignaron propiedades y características a sus elementos estructurales y no estructurales definiendo dimensiones, áreas, secciones y materiales.
- Se definió el tipo y la configuración de los apoyos extremos e intermedios del puente continuo.
- La Norma AASHTO 2014, recomienda seleccionar y definir el modelo para el sistema de los apoyos del puente, de acuerdo a la necesidad y tipo de puente y asignar un modelo apropiado para el desarrollo de análisis y diseño sísmico de puentes, en este caso se toma y se define el modelo de la Figura N° 42. Para el puente sin aislar, se define la figura de izquierda (1) y para los puentes sísmicamente aislados se define

la Figura de la derecha (2). En este caso los apoyos extremos no participan al sistema resistente a la acción sísmica, los estribos (durmientes) solo sirven como apoyo móvil, en el cual la superestructura se va desplazarse libremente en ambas direcciones tanto en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y) cuando ocurre un sismo.

Figura N° 42

Identificación del sistema resistente al sismo



Fuente: AASHTO 3.5-1 seismic design

6. Optar el tipo de análisis estructural y diseño sísmico del puente continuo.

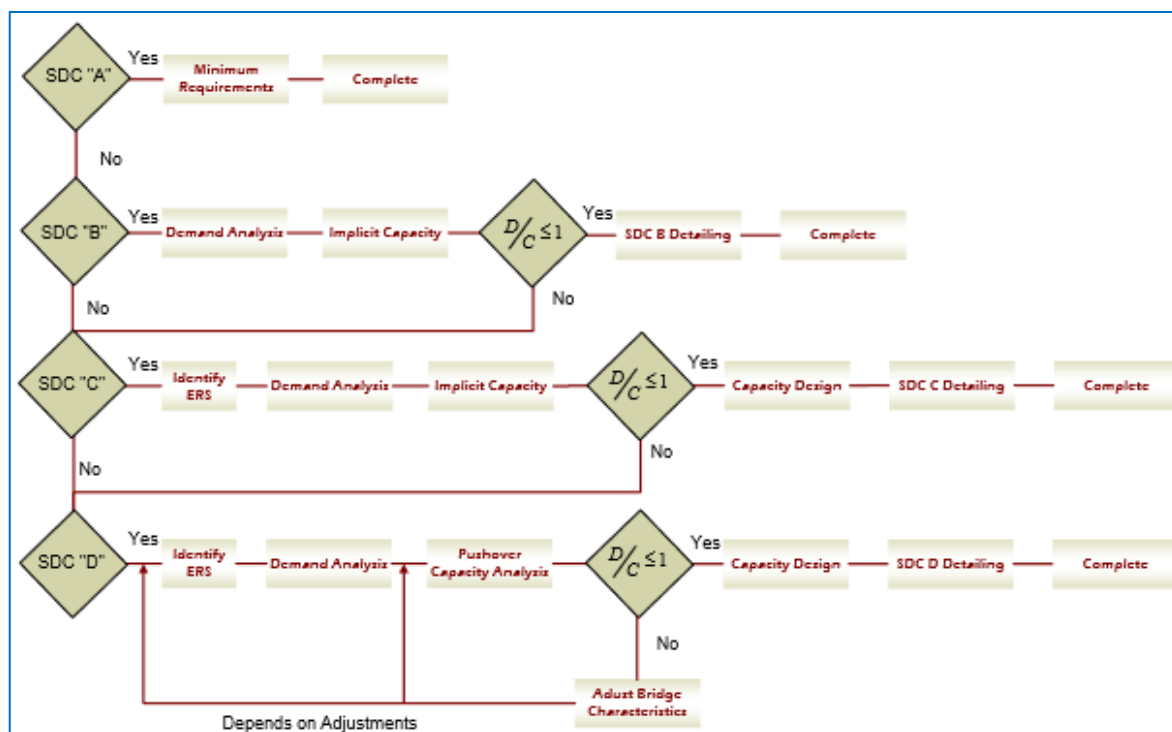
La Norma AASHTO 2014, recomienda seleccionar y definir el tipo de análisis que está en función de la ubicación y categoría de diseño sísmico del puente continuo. Se hará el uso del diagrama del procedimiento y selección del método de análisis sísmico que corresponde mediante la Imagen N° 41. En este caso es categoría de diseño sísmico (CDS) “D” que corresponde el proceso de análisis de la cuarta fila que consiste en:

- ✓ Definición y configuración de los apoyos del puente (tipos de apoyo de la superestructura).
- ✓ Desarrollo de análisis de demandas.
- ✓ Cálculo de capacidades de análisis por el método de PUSHOVER, un análisis estático no lineal y verificar demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$).

- ✓ Si el caso no cumple. El ratio, es mayor que 1.0 entonces hacer unos ajustes cambiar los valores de los elementos estructurales de las columnas en los pilares, luego realizar el análisis de diseño sísmico por capacidad, al final se procede el detallado y obtener los resultados hasta que $(D/C \leq 1.0)$.

Imagen N° 41

Procedimiento de métodos de análisis del puente continuo



Fuente: AASHTO 3.5-1 seismic design

El análisis sísmico estructural del presente estudio, consiste en un análisis sísmico de diseño por capacidad basado por desplazamientos; un análisis estático no lineal PUSHOVER, porque se ubica en una zona 4 y de categoría de diseño “D”, idealizando con el modelo CALTRANS a los elementos estructurales que son las columnas. Utilizando el Programa CSIBRIDGE.

El criterio de diseño sísmico CALTRANS (Especificación de Oficina de Transportes California). Este criterio de diseño sísmico actualmente es usado para el diseño de puentes comunes en el estado de California y en todo el mundo. El criterio de diseño sísmico CALTRANS es un procedimiento iterativo, en la cual, la resistencia lateral del sistema es asumida al inicio del proceso. Entonces, por medio del análisis de la demanda de desplazamiento y verificación de la capacidad de desplazamiento, es confirmado el puente con una resistencia asumida tiene un desempeño aceptable, de lo contrario, la resistencia es revisada y modificada; y el proceso es repetido; donde se realizará una serie de análisis hasta que los componentes estructurales sean satisfactorio como para un diseño sísmico real. Así como menciona (P. Zapata) en este texto p. 135.

7. Comparar el desplazamiento máximo del puente por el método de análisis tiempo historia (TYME HISTORY). El proceso de análisis sísmico de tiempo historia (TYME HISTORY) es un proceso de análisis y diseño sísmico complementario, se usa con fines de verificación de los desplazamientos máximos y el diseño estructural en los tres sistemas del puente. Con este tipo de análisis sísmico se determina el comportamiento histórico de los elementos en sistema de aislación sísmica determinado las respuestas máximas como los desplazamientos. Y para este analisis se usará los sismos ocurridos en el lugar de estudio. Para el análisis por el método de tiempo historia se usa el sismo de 1974 de lima
8. Una vez obtenida los valores, luego del diseño de los aisladores sísmicos (HDR) y (LRB) se introducen en el programa CSIBRIDGE, para el análisis y diseño sísmico del puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

9. Definir los aceros de refuerzo: Aceros longitudinales y transversales en las columnas. Luego de una serie de iteraciones y repeticiones de análisis y diseño sísmico del puente sin aislar y sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y con aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB) por el método de análisis estático no lineal PUSHOVER y modelo CALTRANS. Se definen a los componentes estructurales del puente (columnas) como un diseño satisfactorio. Calculando los aceros de refuerzo longitudinal y transversal. Así como siguen a continuación.

Las propiedades y las características de los elementos estructurales (columnas), están definidas en función del diseño sísmico del puente continuo, para cada uno, en los tres sistemas del puente; así como para el puente sin aislar y para el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB). La altura de las columnas es la misma altura para los tres sistemas del puente continuo.

a) Refuerzo longitudinal en las columnas: El área del refuerzo longitudinal en las columnas no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04 veces del área total (bruta) de la sección transversal (A_g). Así como para el puente sin aislar y para el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB). Según el Manual de Diseño de Puentes MTC 2016 y 2019 y AASHTO LRFD 2014.

$$0.01X A_g \leq A_s \leq 0.04 X A_g \quad \text{Ec. 130}$$

Para el puente sin aisladores sísmicos:

$$314.16 \text{ cm}^2 \leq A_s = 996.32 \text{ cm}^2 \leq 1256.64 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Para el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR):

$$56.75 \text{ cm}^2 \leq A_s = 111.54 \text{ cm}^2 \leq 226.98 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Para el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB):

$$44.18 \text{ cm}^2 \leq A_s = 91.26 \text{ cm}^2 \leq 176.72 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- b) **Refuerzo transversal en las columnas:** Para una columna circular, en armadura de espiral (zunchos) debe cumplir la siguiente relación. Así como para el puente sin aislar y para el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y con núcleo de plomo (LRB). Según Manual de Diseño de Puentes MTC 2019 y AASHTO LRFD 2014.

$$\rho = \frac{4 \times A_z}{D_n \times S} \geq 0.45 \times \left(\frac{A_g}{A_n} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. 131}$$

Para el puente sin aisladores sísmicos:

$$\rho = 0.01067 > 0.00405 \quad \text{OK!}$$

Para el puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR):

$$\rho = 0.02069 > 0.01067 \quad \text{OK!}$$

Para el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB):

$$\rho = 0.01015 > 0.00994 \quad \text{OK!}$$

7.3 RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR

Luego de una serie de iteraciones y repeticiones de análisis y diseño sísmico del puente continuo sin aislar, por el método de análisis estático no lineal PUSHOVER y modelo CALTRANS. Se definen a los componentes estructurales del puente (columnas), como un diseño satisfactorio y se obtienen las respuestas sísmicas máximas, como: Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$), desplazamientos, momentos, cortantes, fuerzas axiales, periodos y el comportamiento estructural de dicho puente. En los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes; en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Así como se detallan a continuación.

7.3.1 Demanda ver su capacidad del puente sin aislar

- ✓ Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$) del puente sin aislar en los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes; en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Así como se muestra en la Tabla N° 24.

Tabla N° 24

Demanda ver su Capacidad del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	DEMANDA (D)	CAPACIDAD (C)	RATIO (D/C)
BENT1	Eje Transversal (Y)	0.007321	0.029283	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.026407	0.146813	0.2480
BENT2	Eje Transversal (Y)	0.007321	0.029383	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.036407	0.14444	0.2521

7.3.2 Desplazamientos máximos del puente sin aislar

- ✓ Desplazamientos máximos en la subestructura y en superestructura del puente sin aislar. Se presenta en la Tabla N° 25.

Tabla N° 25

Desplazamientos Máximos en la Superestructura y en Subestructura del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN SUBESTRUCTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN SUPERESTRUCTURA (m)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00729	0.00672
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.04470
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00729	0.00672
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.04470

7.3.3 Momentos máximos del puente sin aislador sísmico

- ✓ Momentos máximos (inferiores) en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X), en los dos apoyos intermedios del puente sin aislar. Así como se muestra en la Tabla N° 26.

Tabla N° 26

Momentos Máximos Inferiores en las Columnas en el Eje Transversal (Y) y en el Eje Longitudinal (X) del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)	MOMENTOS MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	BOTTOM	3942.86	4180.92
	COLUMNA2	BOTTOM	4509.10	4191.73
	COLUMNA3	BOTTOM	4378.98	4180.86
BENT2	COLUMNA1	BOTTOM	3942.84	4182.44
	COLUMNA2	BOTTOM	4509.10	4198.10
	COLUMNA3	BOTTOM	4378.98	4182.44

- ✓ Momentos máximos (superiores) en las columnas en el eje transversal (Y) en los dos apoyos intermedios del puente sin aislador sísmico. Se muestra en la Tabla N° 27.

Tabla N° 27

Momentos Máximos Superiores en las Columnas en el eje Transversal (Y) del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	TOP	3388.06
	COLUMNA2	TOP	4906.81
	COLUMNA3	TOP	3497.67
BENT2	COLUMNA1	TOP	3388.05
	COLUMNA2	TOP	4906.81
	COLUMNA3	TOP	3497.67

7.3.4 Cortantes máximos del puente sin aislar

- ✓ Cortantes máximos en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar. Se muestra en la Tabla N° 28.

Tabla N° 28

Cortantes Máximos en las Columnas en el Eje Transversal y en el Eje Longitudinal del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	CORTANTES MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn)	CORTANTES MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	1083.48	617.28
	COLUMNA2	1394.95	620.13
	COLUMNA3	1166.91	617.27
BENT2	COLUMNA1	1083.50	620.96
	COLUMNA2	1394.95	624.36
	COLUMNA3	1166.91	620.96

7.3.5 Fuerzas axiales máximos del puente sin aislar

- ✓ Fuerzas axiales máximos superiores e inferiores en las columnas en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar. Así como se indica en la Tabla N° 29.

Tabla N° 29

Fuerzas Axiales Máximas Inferiores y Superiores en las Columnas en el Eje Longitudinal (X) del Puente sin Aislar.

	DESCRIPCIÓN	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS INFERIORES (Tn)	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS SUPERIORES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	901.16	743.14
	COLUMNA2	959.75	801.72
	COLUMNA3	901.11	743.09
BENT2	COLUMNA1	901.12	743.10
	COLUMNA2	959.73	801.71
	COLUMNA3	901.12	743.10

7.3.6 Capacidad máxima ver su desplazamiento máximo del puente sin aislar

Demandas máximas vs capacidades máximas en el eje trasversal y en el eje longitudinal del puente sin aislar, según la curva de capacidad de PUSHOVER. En este caso la capacidad máxima es mayor a los desplazamientos máximos, se puede decir el diseño sísmico del puente en las columnas es satisfactorio, entonces cumple con el método de análisis y diseño por capacidad. Así como se indica en la Tabla N° 30.

Tabla N° 30

Demanda vs Capacidad Según la Curva de PUSHOVER del Puente sin Aislar.

DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD MÁXIMA (m) CURVA PUSHOVER	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	RATIO (D/C ≤ 1.0)
BENT1 Eje transversal (Y)	0.0293	0.00729	0.2488
Eje longitudinal (X)	0.1467	0.03656	0.2492
BENT2 Eje transversal (Y)	0.0293	0.00729	0.2488
Eje longitudinal (X)	0.1442	0.03656	0.2535

7.3.7 Fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sin aislador sísmico

Las fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sin aislar, se obtienen del análisis sísmico del puente, en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios.

Se muestra en la Tabla N° 31.

Tabla N° 31

Fuerzas Laterales, Periodos y Frecuencias Máximos del Puente sin Aislar.

DESCRIPCIÓN	FUERZAS SÍSMICAS (Tn)	PERIODOS (Seg)	FRECUENCIAS (Ciclos/Seg)
Eje longitudinal (X)	10384.09	0.37	2.69
Eje transversal (Y)	10384.09	0.23	4.32

7.3.8 Comportamiento estructural del puente sin aislar

- ✓ **En el eje transversal (Y):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sin aislar. Es un comportamiento de tipo lineal elástica. En este caso los elementos estructurales (columnas) no se plastifican. El puente regresa a su posición original sin degradarse manteniendo su forma y geometría luego de un sismo de diseño, debido a su rigidez y cantidad de acero de refuerzo y sección asignado. Porque todo cuerpo elástico tiende regresar a su posición original manteniendo su estado anterior. Este puente en el eje transversal (Y) se desplaza 7.29 mm ubicado en la parte superior de la columna entre la conexión de la viga cabezal.

- ✓ **En el eje longitudinal (X):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sin aislar. Es un comportamiento elástico lineal y no lineal. En este caso los elementos estructurales (columnas) llegan a plastificarse debido al efecto sísmico de un sismo de diseño. Este puente en el eje longitudinal (X) se desplaza 36.56 mm ubicado en la parte superior de la columna entre la conexión de la viga cabezal.

7.3.9 Desplazamientos en los diferentes pasos (ESTEPS) del análisis sísmico del puente sin aislar

A continuación, se presentan algunas de series de procesos de análisis y pasos (STEPS) mediante algunos Imágenes lo que el programa ha generado y calculado en diferentes modos de manera automática los desplazamientos sísmicos del puente sin aislar en los dos apoyos intermedios y en los dos ejes, asimismo muestra en detalle los desplazamientos correspondientes en los dos apoyos intermedios y en las seis columnas;

tomando en cuenta el proceso de la rotulación y ductilidad en las columnas; aquí se puede apreciar y visualizar algunos de los desplazamientos a detalle. Apareciendo las rotulaciones, los puntos en colores según en la zona que se encuentra e indicando si se ubica en: Ocupación inmediata (IO) o seguridad de vida (LS) o en prevención de colapso (CP). En este paso se puede asegurar si el elemento estructural del puente continuo puede resistir o colapsar ante la ocurrencia de un sismo de diseño. De modo que los desplazamientos máximos deben ser menor a la capacidad. En este análisis y diseño sísmico el programa ha generado de manera automática de un total de 51 pasos (STEP) en cada apoyo intermedio (BENT) y en cada eje en el eje longitudinal (X) y eje transversal (Y); donde en cada paso aumentará el desplazamiento obteniendo un desplazamiento mayor en los últimos pasos (STEPS).

Imagen N° 42

Desplazamiento y comportamiento del primer apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.08422 m.

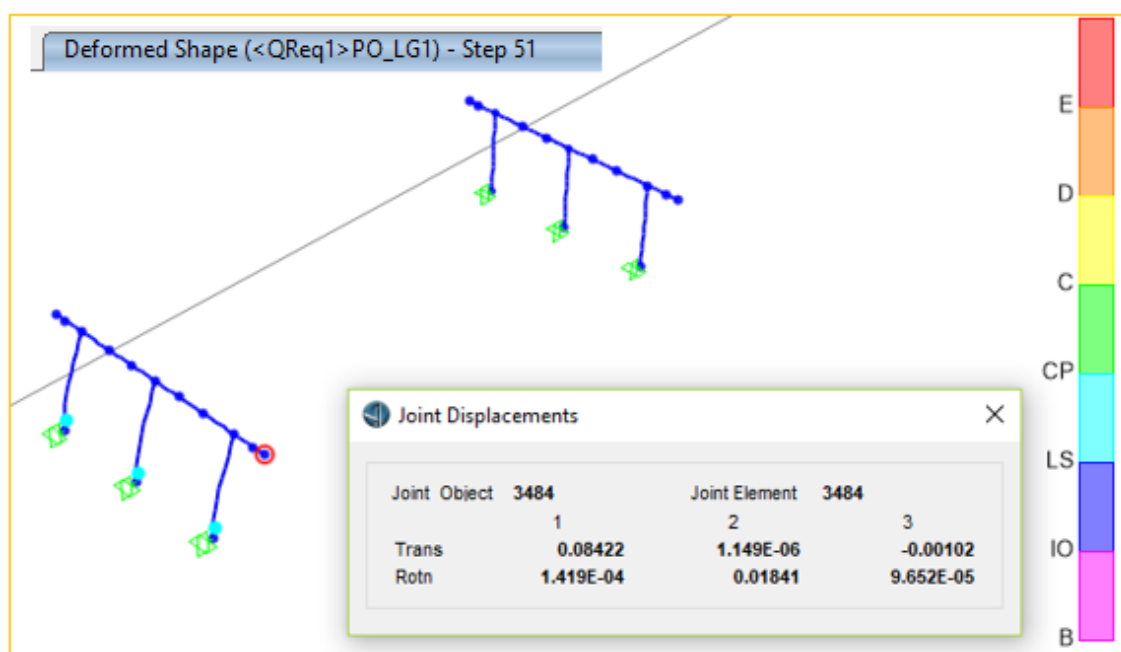


Imagen N° 43

Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°37 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.05878 m.

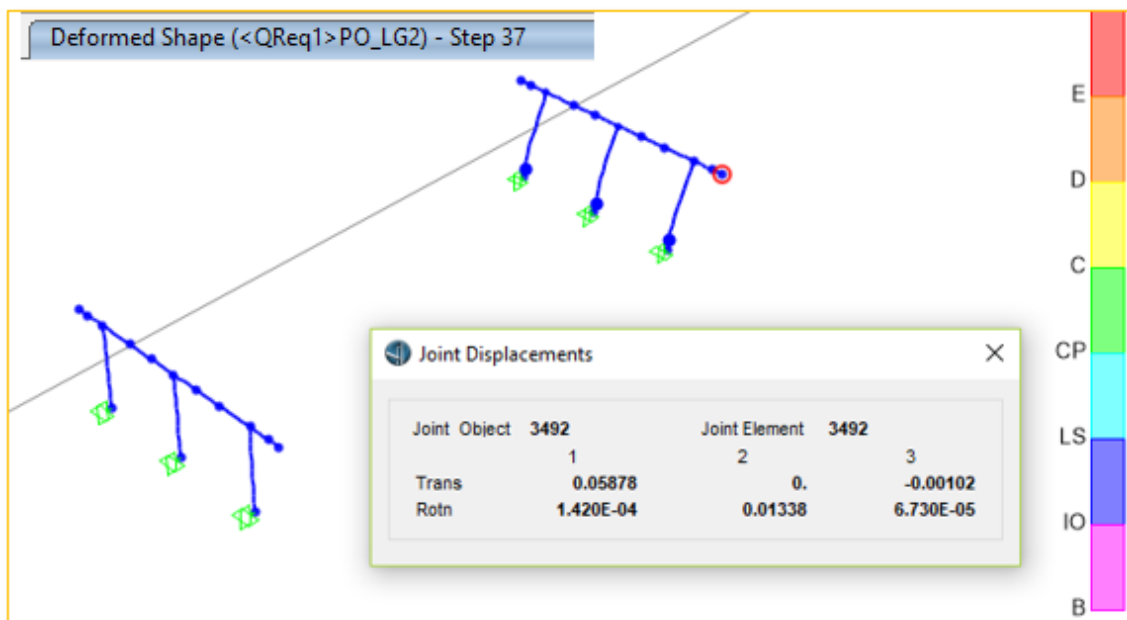
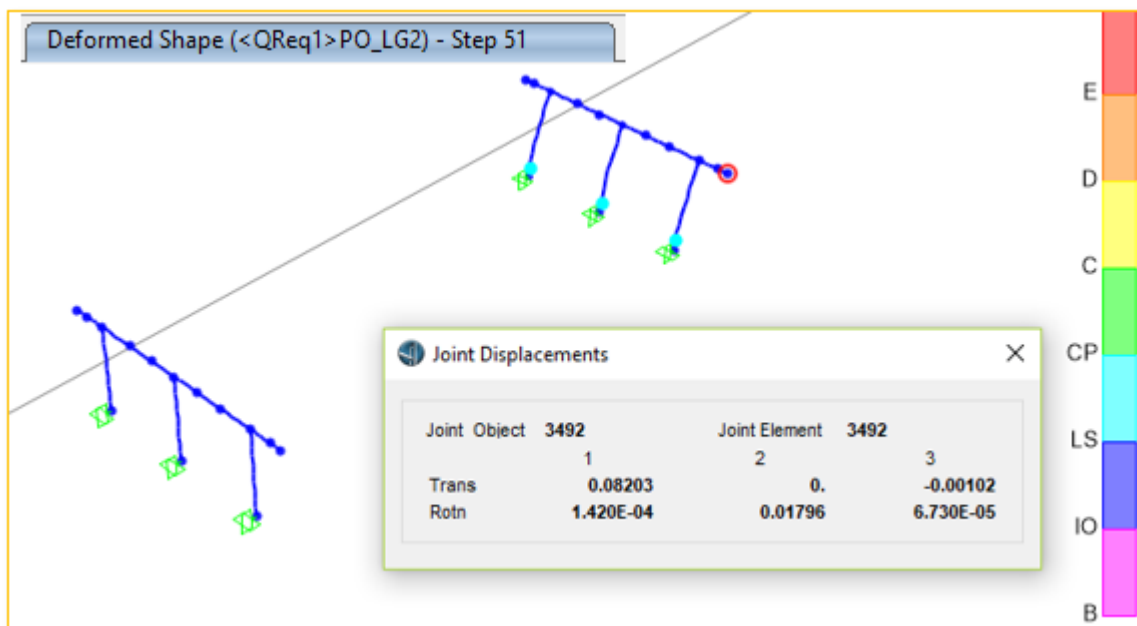


Imagen N° 44

Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sin aislar con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.08203 m.



7.3.10 Verificación por desplazamientos del puente sin aislar

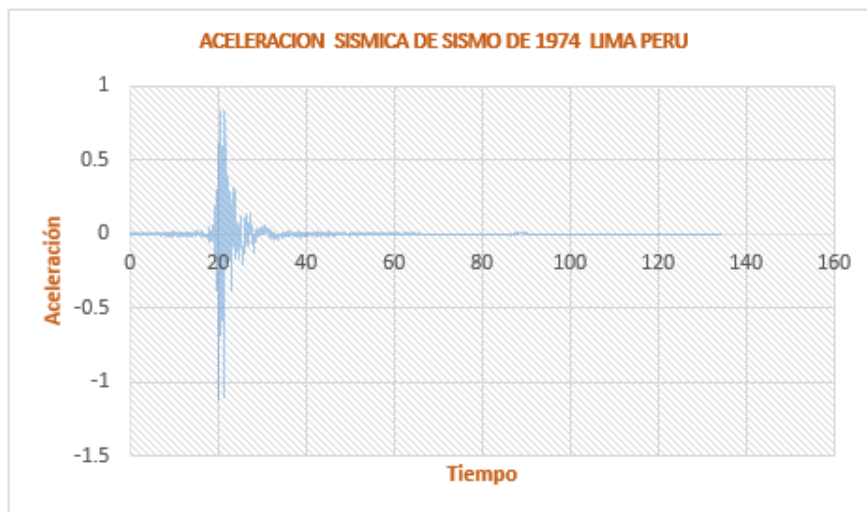
La verificación de los desplazamientos, consiste en verificar el desplazamiento máximo del puente sin aislador sísmico en la subestructura, en este caso en los apoyos intermedios ubicado en la parte extrema superior de la viga cabezal. En las dos direcciones en el “X” y en el eje “Y”. Por el método de análisis modal y tiempo historia (TIME HISTORY), que están dadas en función del espectro de la respuesta sísmica, diseño sísmico del puente y sismos ocurridos en el lugar de estudio.

La aplicación del método de análisis no lineal tiempo historia (TIME HISTORY) en puentes continuos, es para optimizar el diseño sísmico de puentes a un puente diseñada, en este paso indicará y definirá si el puente continuo diseñado cumple o no cumple con la sección transversal y la cantidad de cuantía asignada con los requisitos como para un diseño aceptable o satisfactorio en un lugar determinado. De esta manera se comprobará al diseño final realizado del puente continuo sin aislar.

Según la Norma ASCE/SEI/7/16 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES). Para realizar un análisis no lineal tiempo historia es necesario tener como mínimo once pares de registros en un proyecto. Por otro lado, según la normativa peruana E030 solo es necesario tener como mínimo tres pares de registros. En esta investigación solo se evaluó con el sismo de 1774 que fue ocurrido en Lima Perú. Con una magnitud de 7.4. Obtenidos de la página de REDACIS que es parte de SISMID y de www.igp.gob.pe (Sistema Nacional de Datos Geofísicos del Instituto Geofísico del Perú). Así como se muestra en la figura N° 43.

Figura N° 43

Aceleración del sismo de 1974 de Lima



- ✓ Verificación de los desplazamientos máximos en el eje longitudinal (X). En la Imagen N° 45 en el nodo (JOINT) 3940, tiene un desplazamiento máximo de 0.23462 m y en la Imagen N° 47 tiene un desplazamiento máximo de 0.2287 m, con una diferencia de 0.00592 m, entonces cumple con el requerimiento de diseño sísmico del puente en el eje longitudinal (X) porque tienen un desplazamiento muy cercano.

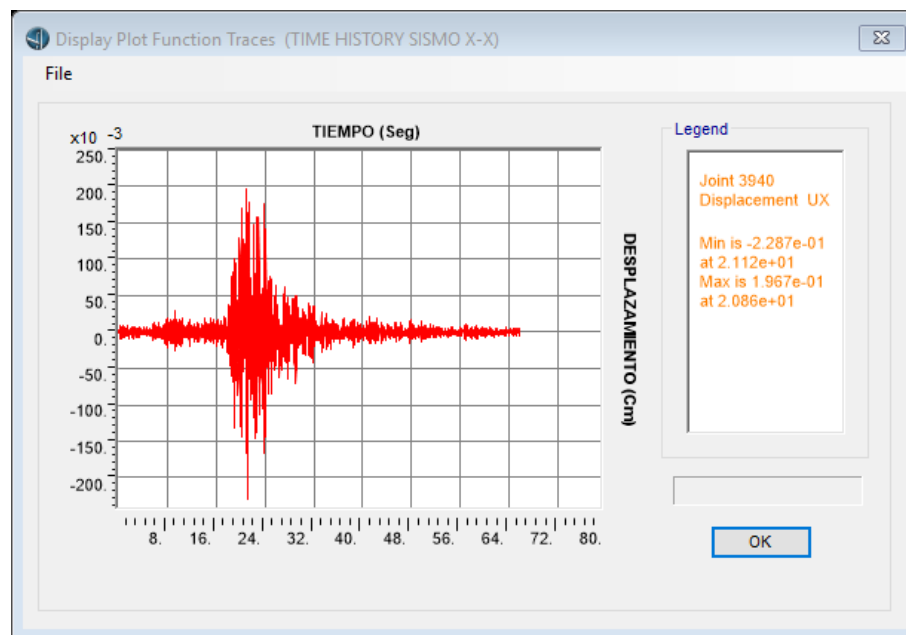
Imagen N° 45

Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) del puente sin aislar con un desplazamiento de 0.23462 m.

Joint Displacements			
Joint Object	3940	Joint Element	3940
	1	2	3
Trans	0.23462	1.726E-04	0.00163
Rotn	6.644E-06	6.090E-04	5.497E-05

Imagen N° 46

Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) por el método Time History del puente sin aislar con un desplazamiento de -0.2287 m.



- ✓ Verificación de los desplazamientos máximos en el eje transversal (Y): En la Figura N° 47 en el nodo (JOINT) 3946, tiene un desplazamiento máximo de 0.12592 m y en la Imagen N° 48 tiene un desplazamiento máximo de 0.1246 m, con una diferencia de 0.00132 cm, entonces cumple con el requerimiento de diseño sísmico del puente en eje transversal (Y).

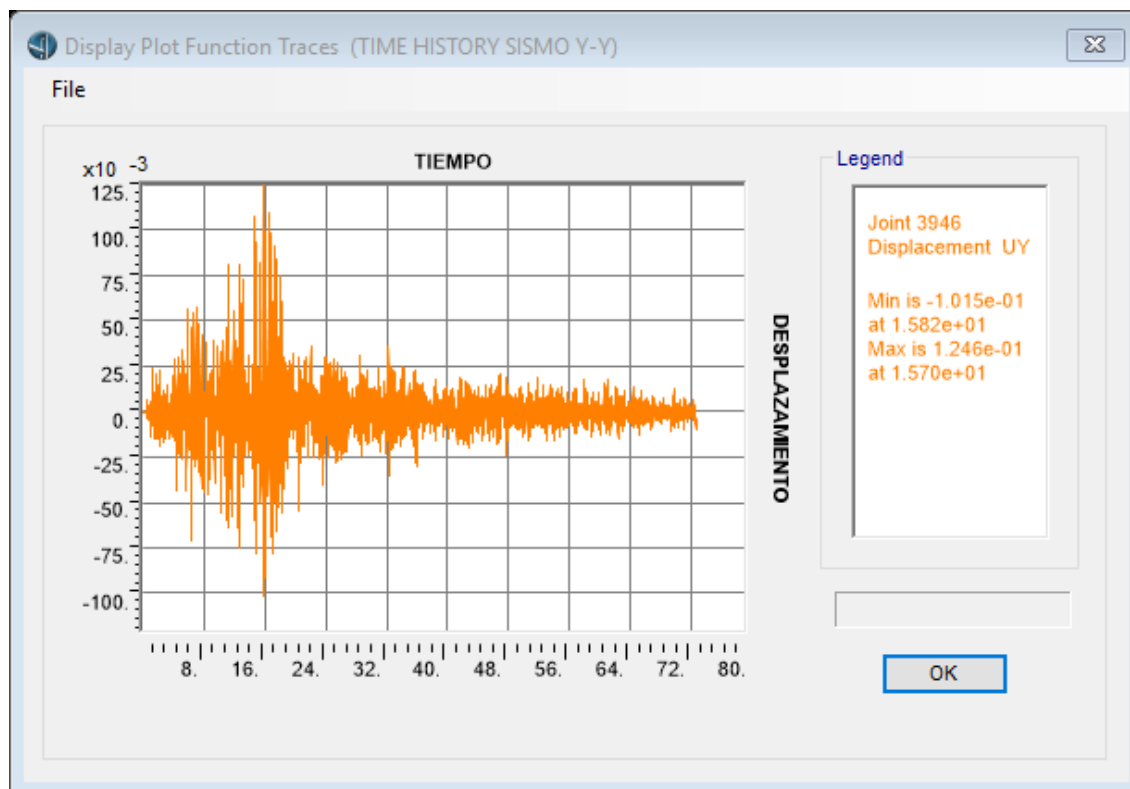
Imagen N° 47

Desplazamiento máximo en el eje transversal (Y) del puente sin aislar con un desplazamiento máximo de 0.12592 m.

Joint Displacements			
Joint Object	3946	Joint Element	3946
	1	2	3
Trans	0.0927	0.12592	0.00193
Rotn	2.301E-04	1.922E-04	1.151E-04

Imagen N° 48

Desplazamiento máximo en el eje transversal (Y) del puente sin aislar con un desplazamiento máximo de -0.1246 m.



7.4 RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMEROS (HDR)

Luego de una serie de iteraciones y repeticiones de análisis y diseño sísmico del puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR), por el método de análisis estático no lineal PUSHOVER y modelo CALTRANS. Se definen a los componentes estructurales del puente (columnas) como un diseño satisfactorio y se obtienen las respuestas sísmicas máximas, como: Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$), desplazamientos, momentos, cortantes, fuerzas axiales, periodos y el comportamiento estructural de dicho puente. En los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes del puente. Así como se detallan a continuación.

7.4.1 Demanda ver su capacidad del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR)

- ✓ Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$) del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) en los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes; en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Así como se muestra en la Tabla N° 32.

Tabla N° 32

Demanda Ver su Capacidad del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR)

	DESCRIPCIÓN	DEMANDA (D)	CAPACIDAD (C)	RATIO (D/C)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.030724	0.122897	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.085409	0.342606	0.2493
BENT2	Eje transversal (Y)	0.030724	0.122898	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.085410	0.340671	0.2507

7.4.2 Desplazamientos máximos del puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Desplazamientos máximos en la subestructura y en superestructura del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Se observa en la Tabla N° 33.

Tabla N° 33

Desplazamientos Máximos en la Superestructura y en la Subestructura del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LA SUBESTRUCTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LA SUPERESTRUCTURA (m)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.030730	0.11873
	Eje longitudinal (X)	0.051372	0.14158
BENT2	Eje transversal (Y)	0.030730	0.11873
	Eje longitudinal (X)	0.051372	0.14158

7.4.3 Momentos máximos del puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Momentos máximos (inferiores) en las columnas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X) en los dos apoyos intermedios del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Se muestra en la Tabla N° 34 y en la Tabla N° 35.

Tabla N° 34

Momentos Máximos Inferiores en las Columnas en el Eje Transversal (Y) y en el Eje Longitudinal (X) del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)	MOMENTOS MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	BOTTOM	298.32	288.44
	COLUMNA2	BOTTOM	308.56	288.42
	COLUMNA3	BOTTOM	317.40	288.43
BENT2	COLUMNA1	BOTTOM	298.31	288.43
	COLUMNA2	BOTTOM	308.56	288.44
	COLUMNA3	BOTTOM	317.40	288.43

Tabla N° 35

Momentos Máximos Superiores en las Columnas en el Eje Transversal (Y) del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	TOP	336.64
	COLUMNA2	TOP	352.16
	COLUMNA3	TOP	363.07
BENT2	COLUMNA1	TOP	336.64
	COLUMNA2	TOP	352.16
	COLUMNA3	TOP	363.07

7.4.4 Cortantes máximos del puente sísmicamente aislados con elastómeros

- ✓ Cortantes máximos en las columnas en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente aislados con (HDR). Se muestra en la Tabla N° 36.

Tabla N° 36

Cortantes Máximos en las Columnas en el Eje Transversal (Y) y en el Eje Longitudinal (X) del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	CORTANTES MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn)	CORTANTES MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	92.02	41.78
	COLUMNA2	95.76	41.78
	COLUMNA3	98.62	41.78
BENT2	COLUMNA1	92.02	41.82
	COLUMNA2	95.76	41.83
	COLUMNA3	98.62	41.82

7.4.5 Fuerzas axiales máximos en el puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Fuerzas axiales máximos superiores e inferiores en las columnas en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Se muestra en la Tabla N° 37.

Tabla N° 37

Fuerzas Axiales Máximos Inferiores y Superiores en las Columnas en el Eje Longitudinal (Y) del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS INFERIORES (Tn)	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS SUPERIORES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	720.42	691.24
	COLUMNA2	718.80	689.62
	COLUMNA3	720.33	691.16
BENT2	COLUMNA1	720.36	691.18
	COLUMNA2	718.78	689.61
	COLUMNA3	720.36	691.18

7.4.6 Capacidad máxima vs su desplazamiento máximos del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR)

Las capacidades máximas en el eje transversal (Y) y en el eje longitudinal (X), según la curva de capacidad de PUSHOVER del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) ($D/C \leq 1.0$). En este caso las capacidades máximas son mayores que los desplazamientos máximos, se puede decir el diseño sísmico del puente continuo es satisfactorio. Entones cumple con el método de análisis y diseño por capacidad. Así como se muestra en la Tabla N° 38.

Tabla N° 38

Capacidad ver sus Desplazamientos Máximos del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD (m) MÁXIMA CURVA DE PUSHOVER	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	RATIO ($D/C \leq 1.0$)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.1225	0.03073	0.25086
	Eje longitudinal (X)	0.3412	0.08562	0.25094
BENT2	Eje transversal (Y)	0.1226	0.03073	0.25065
	Eje longitudinal (X)	0.3404	0.08562	0.25153

7.4.7 Fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR)

- ✓ Las fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sísmicamente aislados con (HDR), se obtienen del análisis y diseño sísmicos del puente, de los dos ejes y en los dos apoyos intermedios. Se observa en la Tabla N° 39.

Tabla N° 39

Fuerzas Laterales, Periodos y Frecuencias Máximos del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

DESCRPCIÓN	FUERZAS SÍSMICAS (Tn)	PERIODOS (Seg)	FRECUENCIAS (Ciclos/Seg)
Eje longitudinal (X)	8751.28	1.78	0.56
Eje transversal (Y)	8751.28	1.50	0.66

7.4.8 Comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ **En el eje transversal (Y):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal inelástica. En este caso los elementos estructurales (columnas) se plastifican. Los elementos estructurales del puente, no regresa a su posición original, debido al efecto sísmico de un sismo máximo creíble esperado. Este puente en el eje (Y) se desplaza de 30.73 mm

- ✓ **En el eje longitudinal (X):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal inelástica. En este caso los elementos estructurales (columnas) se plastifican. Los elementos estructurales del puente, no regresa a su posición original, debido al efecto sísmico de un sismo máximo creíble esperado. Este puente en el eje (X) se desplaza de 51.37 mm

7.4.9 Desplazamientos en los diferentes pasos del puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR)

Se presentan algunas series de procesos de análisis y pasos (STEPS) mediante algunos Imágenes lo que el programa ha generado y calculado en diferentes modos de manera

automática los desplazamientos sísmicos del puente sísmicamente aislados con aislador sísmico elastómeros (HDR) en los dos apoyos intermedios y en los dos ejes, en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y); asimismo se muestra en detalle los desplazamientos correspondientes de los seis columnas; tomando en cuenta el proceso de rotulación y ductilidad en las columnas; aquí se puede apreciar y visualizar algunos de los desplazamientos en detalle de los pasos (STEPS). Apareciendo las rotulaciones como los puntos en colores según en la zona que se encuentra e indicando si se ubica en: Ocupación inmediata (IO) o seguridad de vida (LS) o en prevención de colapso (CP). Aquí Se puede asegurar si el elemento estructural puede resistir o puede colapsar ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado (MCE). De modo que estos desplazamientos deben ser menor a la capacidad. Para este análisis el programa ha generado de manera automático de un total de 51 pasos (STEP) en cada apoyo intermedio (BENT) y en cada eje, donde en cada paso aumentará el desplazamiento obteniendo un desplazamiento mayor en los últimos pasos.

Imagen N° 49

Desplazamiento y comportamiento del primer apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°49 (STEP) del puente sísmicamente aislados con (HDR), con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.12773 m.

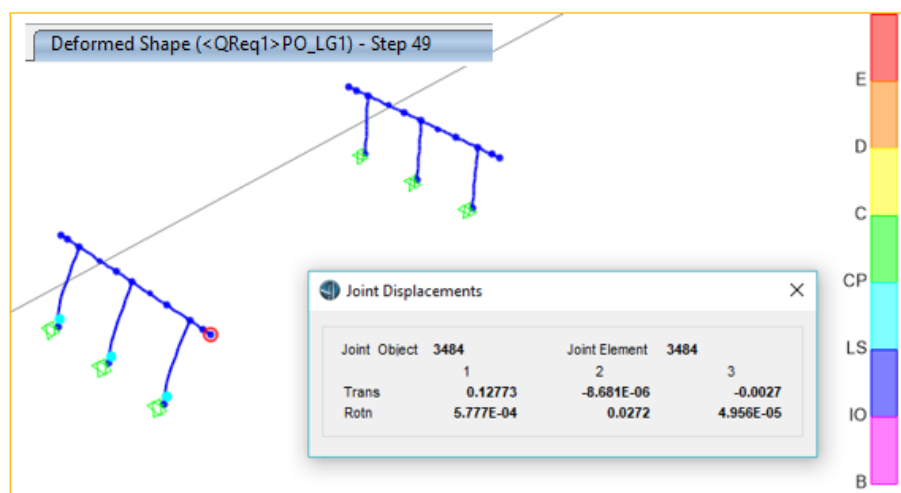


Imagen N° 50

Desplazamiento y comportamiento del segundo apoyo intermedio del eje transversal (Y) del paso N°42 (STEP) del puente sísmicamente aislados con elastómeros, con rotulación en zona de ocupación inmediata y seguridad de vida con un desplazamiento de -0.0520 m.

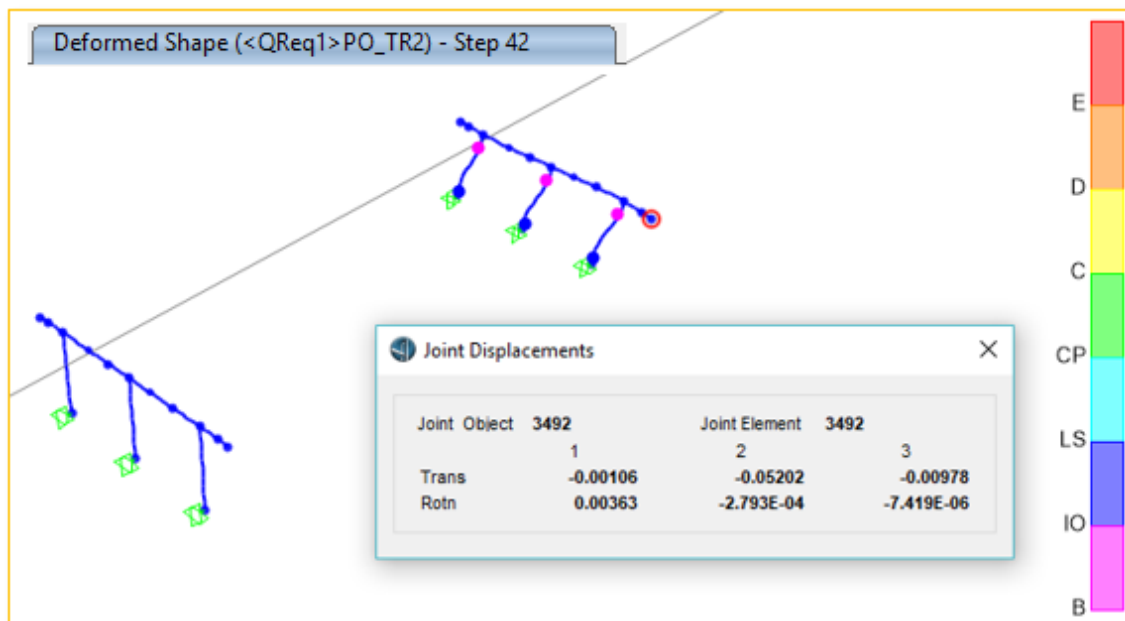


Imagen N° 51: Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°39 (STEP) del puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR), con rotulación en zona de seguridad de vida con desplazamiento de 0.09903 m.

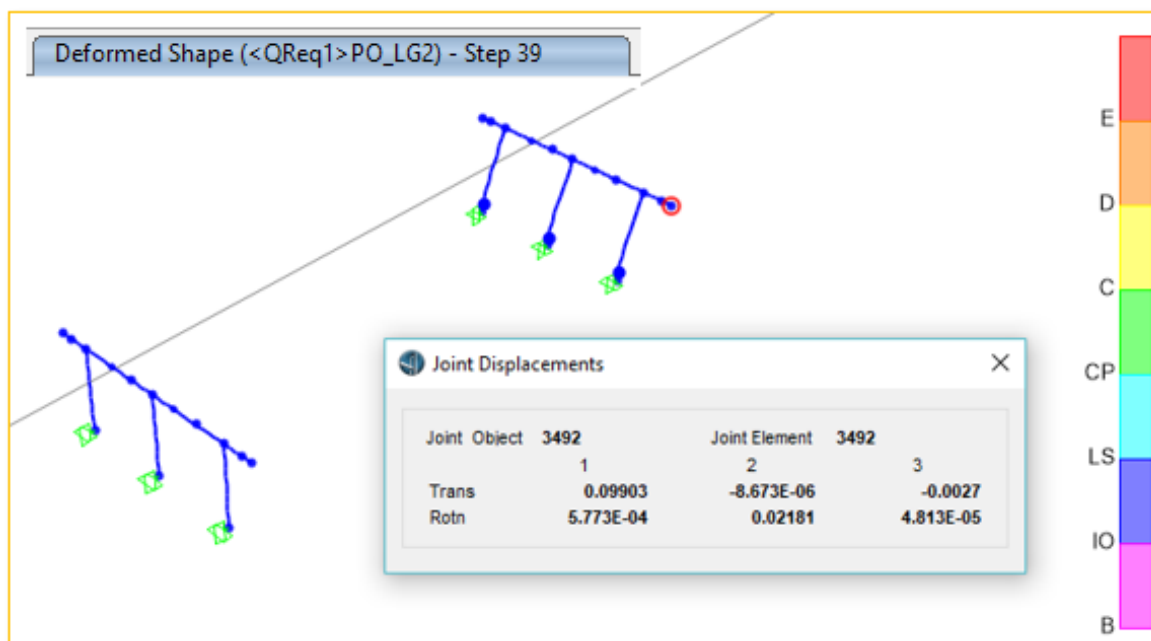
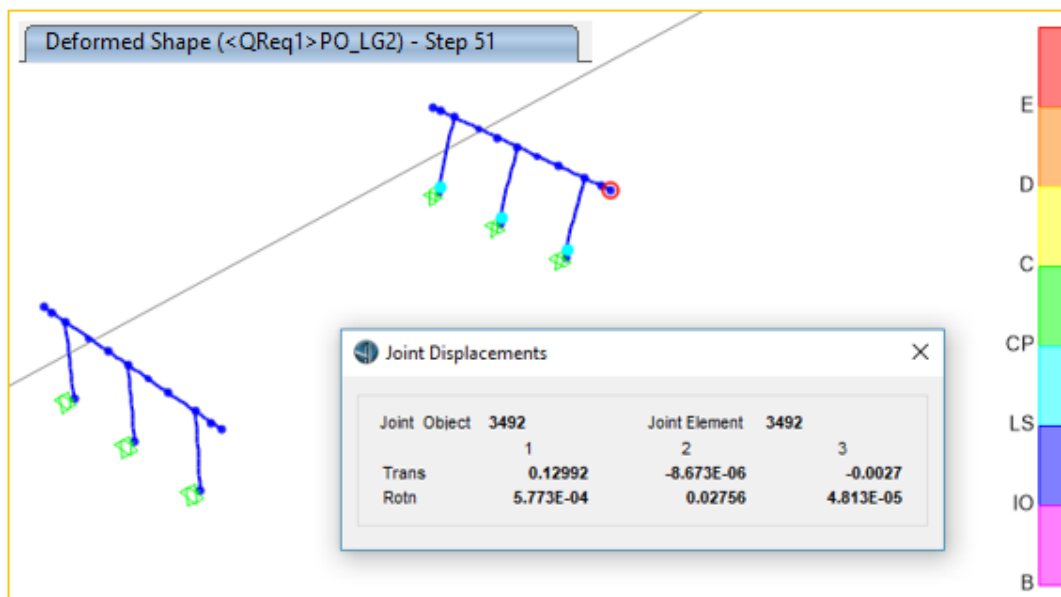


Imagen N° 52

Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo del eje longitudinal (X) del paso N°51 (STEP) del puente sísmicamente aislados con elastómeros, rotulación en zona de prevención de colapso con desplazamiento de 0.12992 m.



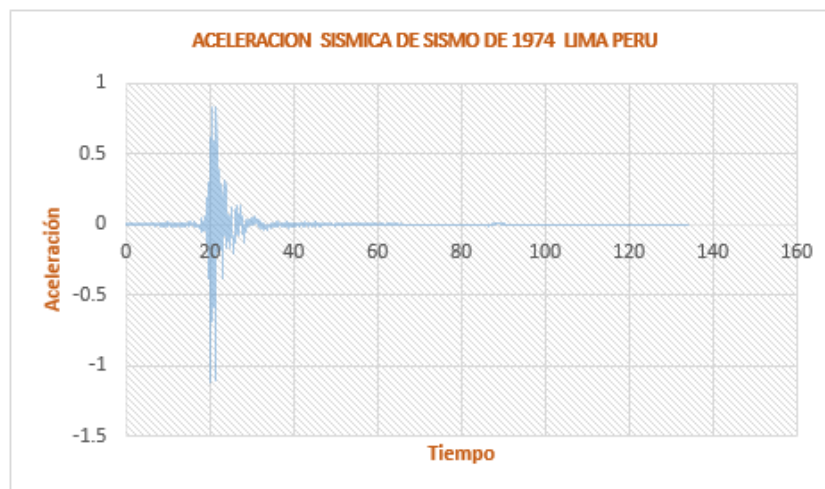
7.4.10 Verificación por desplazamientos del puente sísmicamente aislados con aislador sísmico (HDR)

Como se mencionó en el puente sísmicamente sin aislar. La aplicación del método de análisis no lineal tiempo historia (TIME HISTORY), en puentes continuos sísmicamente aislados, es para verificar el desplazamiento de diseño, optimizar y definir el diseño sísmico de puentes a un puente diseñada, en este paso indicará y definirá, si el puente diseñado cumple o no cumple con la sección, cantidad de cuantía asignada en las columnas; y con las características, propiedades y dimensiones asignadas de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR). Con los requisitos como para un diseño aceptable o satisfactorio en el lugar determinado. De este modo se comprobará al diseño final realizado del puente continuo sísmicamente aislados.

Según la Norma ASCE/SEI/7/16 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES). Para realizar un análisis no lineal tiempo historia es necesario tener como mínimo once pares de registros en un proyecto. Por otro lado, según la normativa peruana E030 solo es necesario tener como mínimo tres pares de registros y según la normativa peruana E031 es necesario tener como mínimo siete pares de registros. En esta investigación solo se evaluó con el sismo de 1774 que fue ocurrido en Lima Perú. Con una magnitud de 7.4. Obtenidos de la página de REDACIS que es parte de SISMID y de www.igp.gob.pe (Sistema Nacional de Datos Geofísicos del Instituto Geofísico del Perú). Así como se muestra en la Figura N° 44.

Figura N° 44

Aceleración del sismo de Lima 1974 de Lima



La verificación de los desplazamientos en un puente sísmicamente aislados con aisladores sísmicos elastómeros (HDR), para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE). Los desplazamientos máximos de verificación se obtienen de la curva de histéresis de la energía disipada del sistema de aislación del puente de cada aislador sísmico, que se ubican entre la superestructura y la

subestructura del puente, en este caso en los apoyos intermedios ubicado en la parte extrema superior de la viga cabezal. Se verifica el desplazamiento en la dirección longitudinal (X), que se encuentra el desplazamiento más crítico. Por el método de análisis modal y tiempo historia (TIME HISTORY), que están dadas en función del diseño sísmico del puente, espectro de la respuesta sísmica y en sismos ocurridos en el lugar de estudio.

En este caso, en el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR), en los cálculos realizados en el diseño de los aisladores sísmicos se obtuvieron los desplazamientos de diseño sísmico (D_D) y (d) con las ecuaciones N° 104 y N° 86 de 48.54 cm y 48.574 cm respectivamente; estos desplazamientos son los desplazamientos mínimos que se puede diseñar un sistema de aislamiento sísmico; los aisladores sísmicos deben tener las propiedades de ser flexibles horizontalmente para tener un desempeño eficiente ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE).

Los desplazamientos horizontales en el eje X en todos los aisladores sísmicos en los dos apoyos intermedios tienen un desplazamiento igual en cada aislador sísmico (HDR), aquí se presentan los desplazamientos máximos en los aisladores sísmicos en los dos apoyos intermedios que son de 50.12 cm en el LINK 35 (at-5.012e+01) del primer apoyo intermedio y de 50.12 cm en el LINK 47 (at-5.012e+01) en el segundo apoyo intermedio. Así como se muestra en las Imágenes N° 53 y en la Imagen N° 54 respectivamente. Entonces cumple con el requerimiento de diseño sísmico de puentes con un sistema de aislación sísmica.

Imagen N° 53

Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (HDR) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.5012 m en el primer apoyo intermedio.

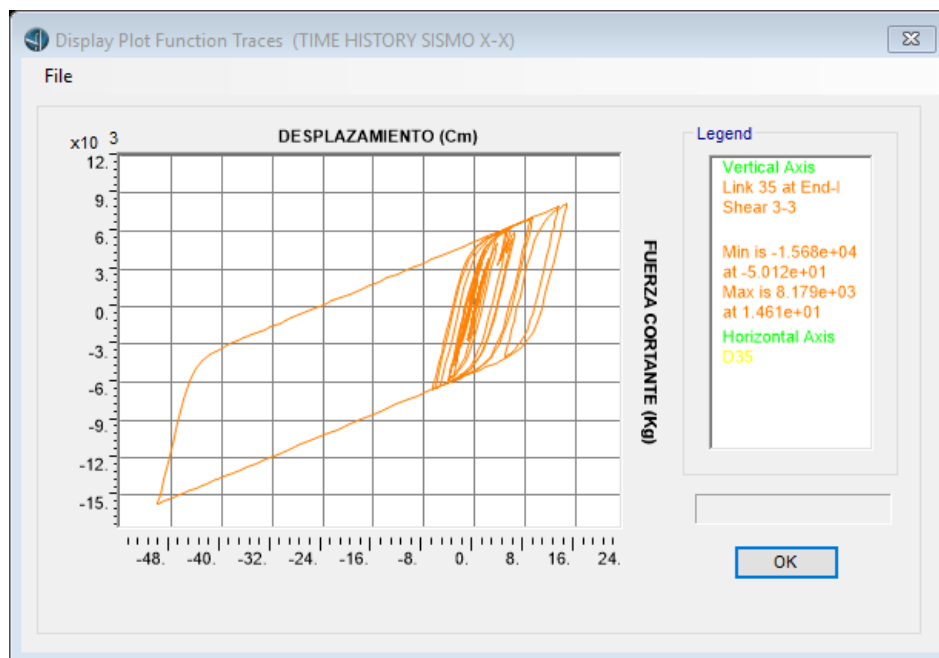
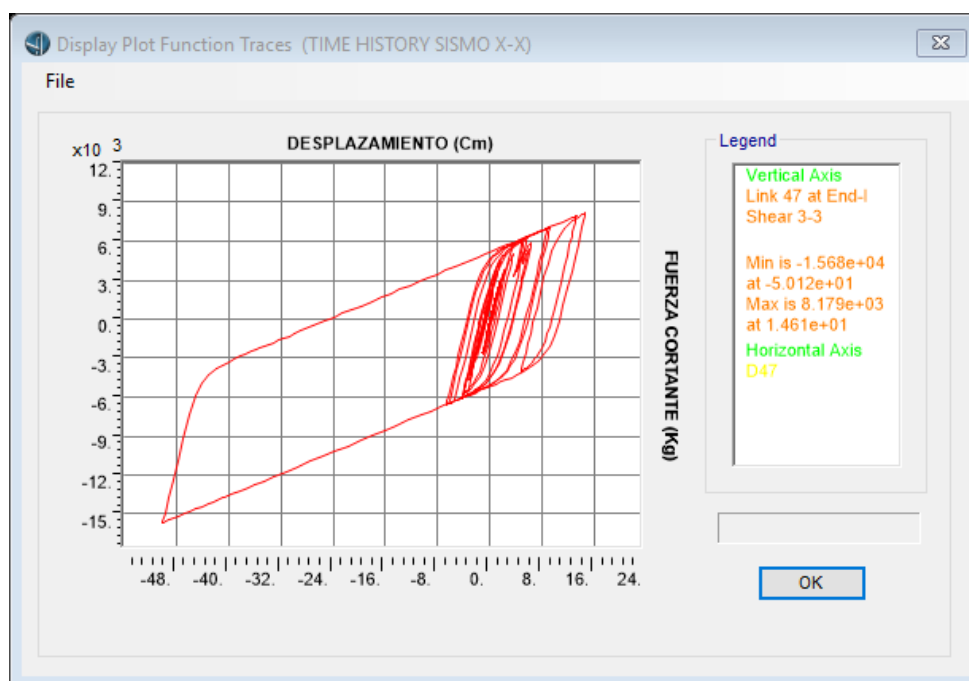


Imagen N° 54

Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (HDR) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.5012 m en el segundo apoyo intermedio.



Se muestran los desplazamientos máximos de la subestructura del puente por debajo de los aisladores sísmicos elastómeros (HDR) en los dos apoyos intermedios que son de 22.16 cm en el JOINT 3940 (at 2.216e+01) del primer apoyo intermedio y en el JOINT 3948 (at 2.216e+01) en el segundo apoyo intermedio. Así como se muestra en la Imagen N° 55 y en la Imagen N° 56 respectivamente.

Imagen N° 55

Desplazamiento máximo de la subestructura en el eje longitudinal (X) del puente por debajo de los aisladores sísmicos (HDR) del primer apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de 0.2216 m.

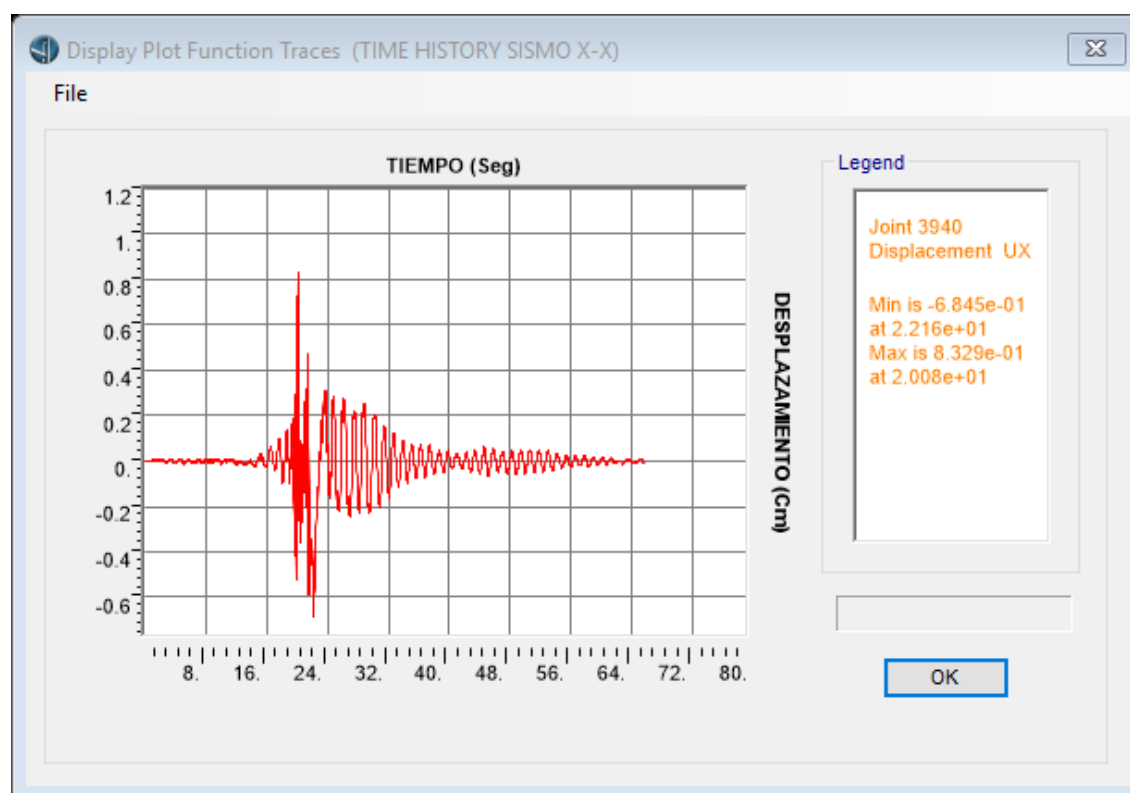


Imagen N° 56

Desplazamiento máximo de la subestructura en el eje longitudinal (X) del puente por debajo de los aisladores sísmicos (HDR) del segundo apoyo intermedio) con un desplazamiento máximo de 0.2216 m.

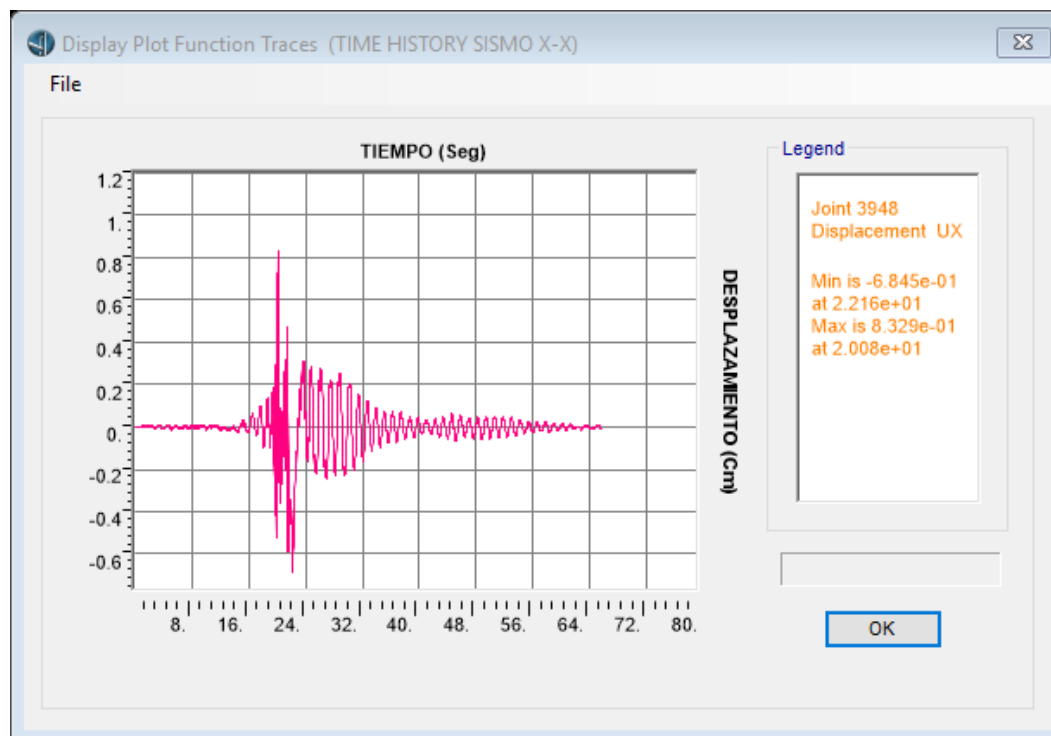
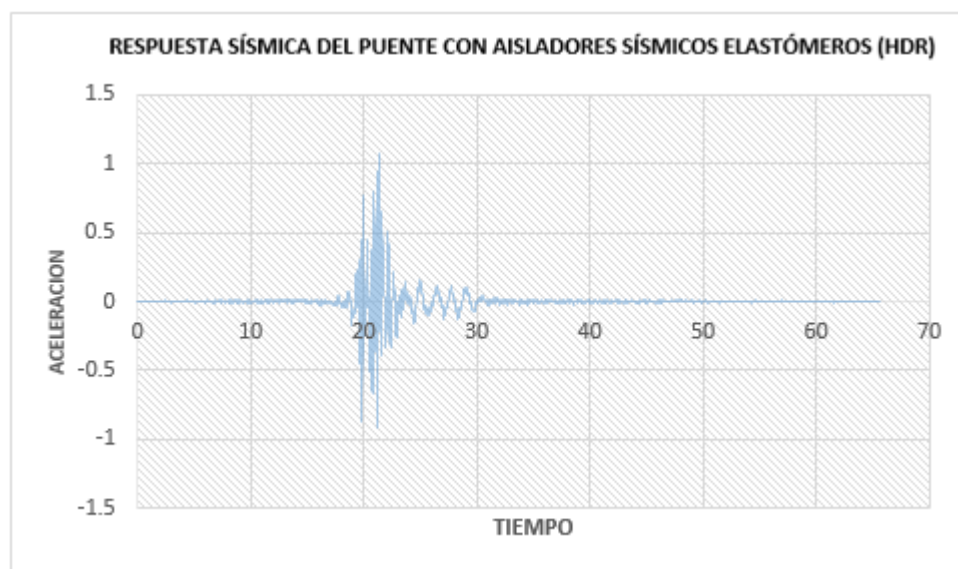


Figura N° 45

Sismo amplificado de 1974



7.5 RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Luego de una serie de iteraciones y repeticiones de análisis y diseño sísmico del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB), por el método de análisis estático no lineal PUSHOVER y modelo CALTRANS. Se definen a los componentes estructurales del puente (columnas) como un diseño satisfactorio y se obtienen las respuestas sísmicas máximas, como: Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$), desplazamientos, momentos, cortantes, fuerzas axiales, periodos y el comportamiento estructural de dicho puente. En los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes; en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Así como siguen a continuación.

7.5.1 Demanda ver su capacidad del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Demanda ver su capacidad ($D/C \leq 1.0$) del puente sísmicamente aislados con aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB) en los dos apoyos intermedios (BENTS) y en los dos ejes; en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Así como se muestra en la Tabla N° 40.

Tabla N° 40

Demanda Ver sus Capacidades del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

	DESCRIPCIÓN	DEMANDA (D)	CAPACIDAD (C)	RATIO (D/C)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.033898	0.135591	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.102459	0.410466	0.2496
BENT2	Eje transversal (Y)	0.033897	0.135589	0.250
	Eje longitudinal (X)	0.102460	0.409211	0.2504

7.5.2 Desplazamientos máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Desplazamientos máximos en la subestructura y en superestructura del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Se muestra en la Tabla N°41.

Tabla N° 41

Desplazamientos Máximos del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) EN LA SUBESTRUCTURA	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) EN LA SUPERESTRUCTURA
BENT1 Eje transversal (Y) Eje longitudinal (X)	0.03390	0.21944
	0.06158	0.23928
BENT2 Eje transversal (Y) Eje longitudinal (X)	0.03390	0.21944
	0.06158	0.23928

7.5.3 Momentos máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Momentos máximos en elevación cero (inferiores) en las columnas en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Se muestra en la Tabla N° 42 y N° 43.

Tabla N° 42

Momentos Máximos Inferiores en las Columnas en el Eje Transversal (Y) y en el Eje Longitudinal (X) del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)	MOMENTOS MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn-m)	
BENT1	COLUMNA1	BOTTOM	218.45	206.01
	COLUMNA2	BOTTOM	220.80	207.62
	COLUMNA3	BOTTOM	224.47	205.99
BENT2	COLUMNA1	BOTTOM	218.45	206.00
	COLUMNA2	BOTTOM	220.79	207.62
	COLUMNA3	BOTTOM	224.47	206.00

Tabla N° 43

Momentos Máximos Superiores en las Columnas en el Eje Transversal (Y) del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	TOP	248.84
	COLUMNA2	TOP	254.50
	COLUMNA3	TOP	257.02
BENT2	COLUMNA1	TOP	248.84
	COLUMNA2	TOP	254.50
	COLUMNA3	TOP	257.02

7.5.4 Cortantes máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Cortantes máximos en las columnas en el eje trasversal (Y) y en el eje longitudinal (X) en los dos apoyos intermedios del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Se muestra en la Tabla N° 44.

Tabla N° 44

Cortantes Máximos en las Columnas en el Eje Transversal (Y) y en el Eje Longitudinal (X) del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

	DESCRIPCIÓN	CORTANTES MÁXIMOS TRANSVERSALES (Tn)	CORTANTES MÁXIMOS LONGITUDINALES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	67.72	28.85
	COLUMNA2	68.88	30.08
	COLUMNA3	69.78	29.84
BENT2	COLUMNA1	67.72	28.86
	COLUMNA2	68.88	30.10
	COLUMNA3	69.78	29.86

7.5.5 Fuerzas axiales máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Fuerzas axiales máximos superiores e inferiores en las columnas en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).

Se observa en la Tabla N° 45.

Tabla N° 45

Fuerzas Axiales Máximas Inferiores y Superiores en las Columnas en el Eje Longitudinal (X) del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRIPCIÓN	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS INFERIORES (Tn)	FUERZAS AXIALES MÁXIMOS SUPERIORES (Tn)
BENT1	COLUMNA1	709.98	687.26
	COLUMNA2	720.80	698.08
	COLUMNA3	709.91	687.19
BENT2	COLUMNA1	709.92	687.21
	COLUMNA2	720.78	698.07
	COLUMNA3	709.92	687.21

7.5.6 Desplazamientos máximos vs sus capacidades del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Las capacidades máximas en el eje trasversal y en el eje longitudinal, según la curva de capacidad de PUSHOVER del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). En este caso las capacidades máximas son mayores a los desplazamientos máximos en cada eje del puente, se puede decir el diseño sísmico en las columnas es satisfactorio. Entones cumple con el método de análisis por capacidad. Se muestra en la Tabla N° 46.

Tabla N° 46

Desplazamientos Máximos ver sus Capacidades Máximos del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD MÁXIMA (m)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	RATIO (D/C ≤ 1.0)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.1354	0.0339	0.2504
	Eje longitudinal (X)	0.4118	0.10264	0.2492
BENT2	Eje transversal (Y)	0.1354	0.0339	0.2504
	Eje longitudinal (X)	0.4108	0.10264	0.2499

7.5.7 Fuerzas, periodos y frecuencias máximas del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Las fuerzas laterales, periodos y frecuencias máximos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB), se obtienen a partir de los análisis sísmicos del puente, para los dos ejes y de los dos apoyos intermedios. Se observa en la Tabla N° 47.

Tabla N° 47

Fuerzas Laterales, Periodos y Frecuencias Máximos del Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

DESCRIPCIÓN	FUERZAS SÍSMICAS (Tn)	PERIODOS (Seg)	FRECUENCIAS (Ciclos/Seg)
Eje longitudinal (X)	1908.56	4.093	0.244
Eje transversal (Y)	2791.06	4.087	0.245

7.5.8 Comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ **En el eje transversal (Y):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Es un comportamiento de tipo lineal elástico y no lineal inelástico. En este caso los

elementos estructurales (columnas) se plastifican. El comportamiento estructural de los elementos estructurales del puente no regresa a su posición original, debido al efecto sísmico de un sismo máximo creíble esperado. Este puente en el eje (Y) se desplaza de 33.90 mm

- ✓ **En el eje longitudinal (X):** En este eje. El comportamiento estructural del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Es un comportamiento de tipo lineal elástico y no lineal inelástico. En este caso los elementos estructurales (columnas) se plastifican. El comportamiento estructural de los elementos estructurales del puente no regresa a su posición original, debido al efecto sísmico de un sismo máximo creíble esperado. Este puente en el eje (X) se desplaza de 61.58 mm

7.5.9 Desplazamientos en los diferentes pasos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

Así como lo indicado en los anteriores análisis, se presentan algunos de procesos de análisis y pasos (STEPS) mediante algunos imágenes lo que el programa ha generado y calculado en diferentes modos de manera automática los desplazamientos sísmicos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) en los dos apoyos intermedios y en los dos ejes; asimismo muestra en detalle los desplazamientos correspondientes para las seis columnas; tomando en cuenta el proceso de la rotulación y ductilidad en las columnas; aquí se puede apreciar y visualizar algunos de los desplazamientos en detalle de los pasos (STEPS). Apareciendo las rotulaciones o los puntos en colores según en la zona que se encuentra e indicando si se ubica en: Ocupación inmediata (IO) o seguridad de vida (LS) o en prevención de colapso (CP).

Aquí Se puede asegurar si el elemento estructural puede resistir o puede colapsar ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado (MCE). De modo que estos desplazamientos deben ser menor a la capacidad. Para este analisis el programa ha generado de manera automatica de un total de 51 pasos (STEP), en cada apoyo intermedio (BENT) y en los dos ejes, eje longitudinal (X) y eje transversal (Y); donde, en cada paso aumentará los desplazamientos obteniendo un desplazamiento mayor en los ultimos pasos.

Imagen N° 57

Desplazamiento y comportamiento en el segundo apoyo intermedio del sismo transversal (Y) del paso N°51 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en ocupación inmediata con un desplazamiento de -0.05291 m.

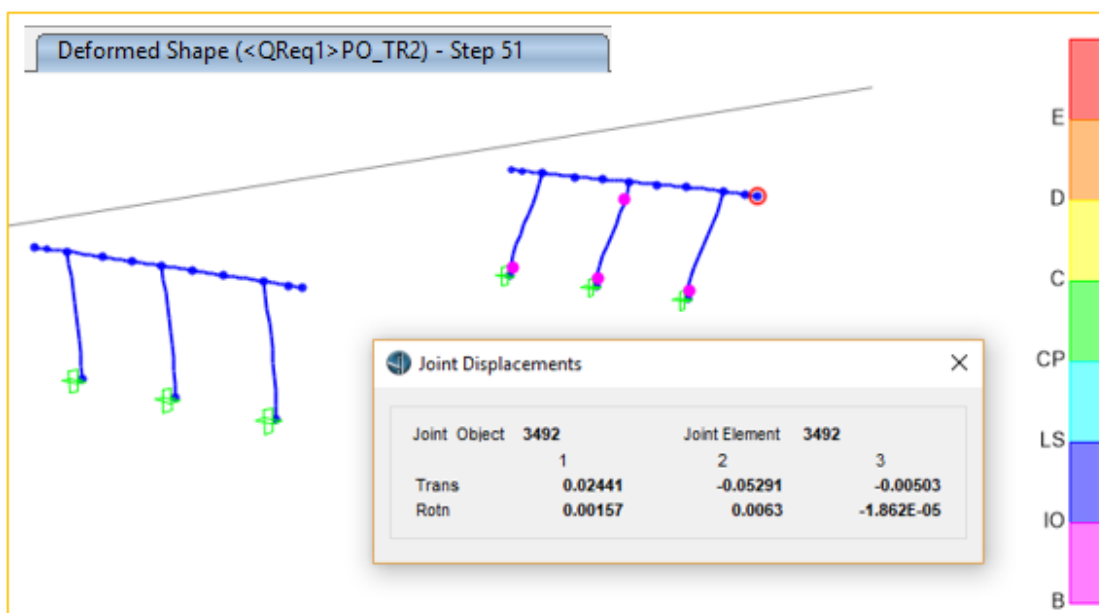


Imagen N° 58

Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°28 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en zona de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.19274 m.

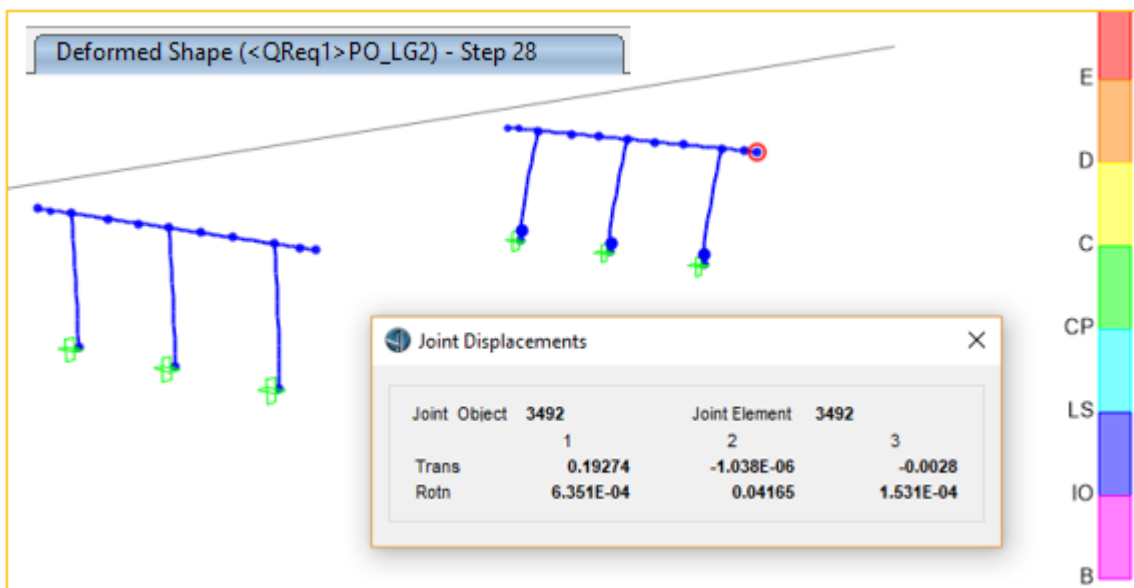
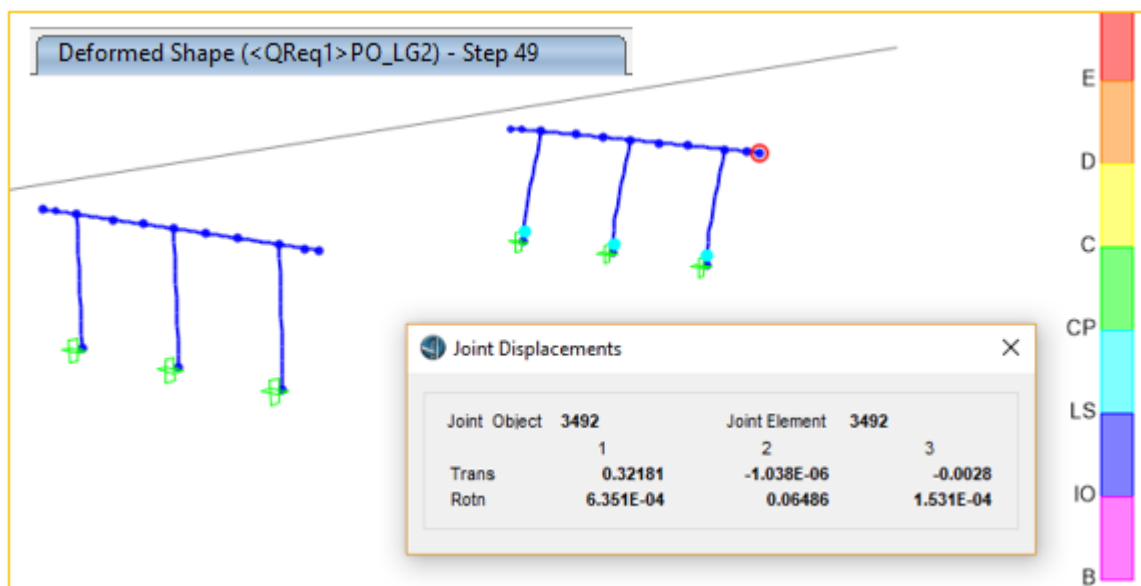


Imagen N° 59

Desplazamiento y comportamiento sísmico en el segundo apoyo intermedio del eje longitudinal (X) del paso N°49 (STEP) del puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo, con rotulación en zona de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.32181 m.

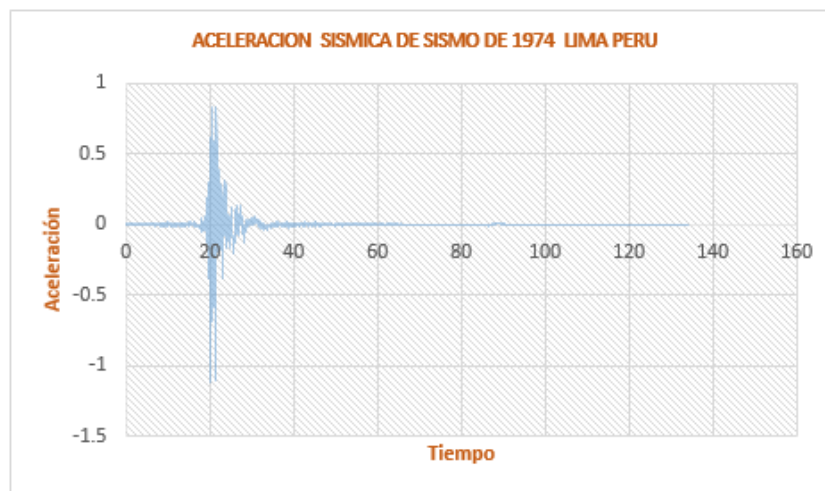


7.5.10 Verificación por desplazamientos del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

La verificación de los desplazamientos en el puente sísmicamente aislados con aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB), para un sismo máximo creíble esperado MCE (MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE). Los desplazamientos se obtienen de la curva de histéresis de la energía disipada del sistema de aislación del puente de cada aislador sísmico, que se ubican entre la superestructura y la subestructura del puente continuo, en este caso en los apoyos intermedios ubicado en la parte extrema superior de la viga cabezal. Se verifica el desplazamiento máximo en la dirección longitudinal en el eje “X” que es más crítica. Por el método de análisis modal y tiempo historia (TIME HISTORY), que están dadas en función del diseño sísmico del puente, espectro de la respuesta sísmica y en sismos ocurridos en zona de estudio.

Figura N° 46

Aceleración del sismo de 1974 de Lima



En este caso, en un puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB), en los cálculos realizados en el diseño de los aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB) se obtuvieron los desplazamientos de diseño sísmico (D_D) y (d) con las ecuaciones N° 104

y N° 86 de 48.54 cm y 48.574 cm respectivamente; estos desplazamientos son los desplazamientos mínimos que se puede diseñar un puente sísmicamente aislado; los aisladores sísmicos deben tener las propiedades de ser flexibles horizontalmente para tener un desempeño eficiente ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado (MCE).

Los desplazamientos horizontales en el eje X en todos los aisladores sísmicos tienen un desplazamiento igual en cada apoyo intermedio, aquí se presentan los desplazamientos máximos de los aisladores sísmicos en los dos apoyos intermedios que son de 48.74 cm en el LINK 35 (at-4.874e-01) del primer apoyo intermedio y de 48.74 cm en el LINK 47 (at-4.874e-01) en el segundo apoyo intermedio. Así como se muestra en la Imagen N° 60 y en la Imagen N° 61. Entonces cumple con el requerimiento de diseño sísmico de puentes con un sistema de aislación sísmica.

Imagen N° 60

Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (LRB) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.4874 m en el primer apoyo intermedio.

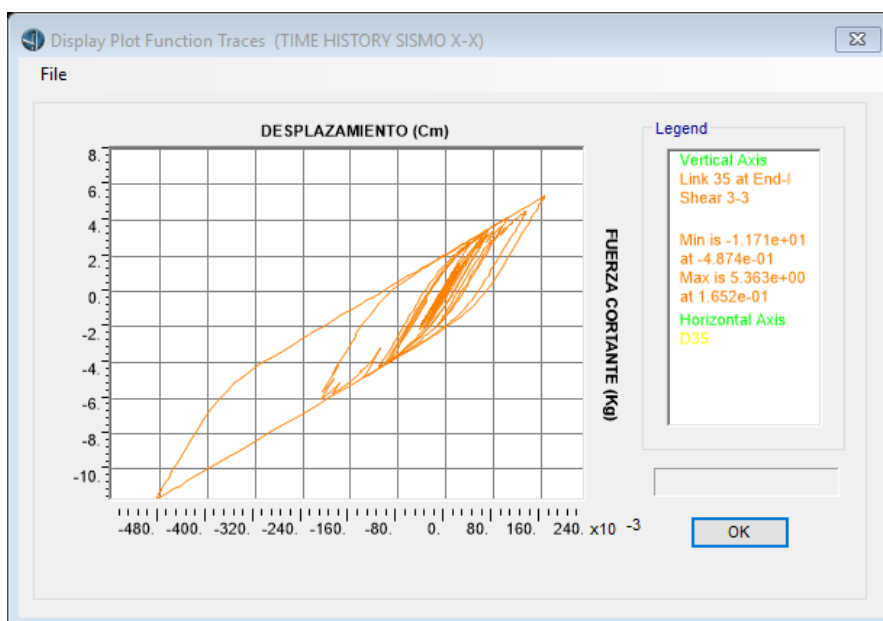
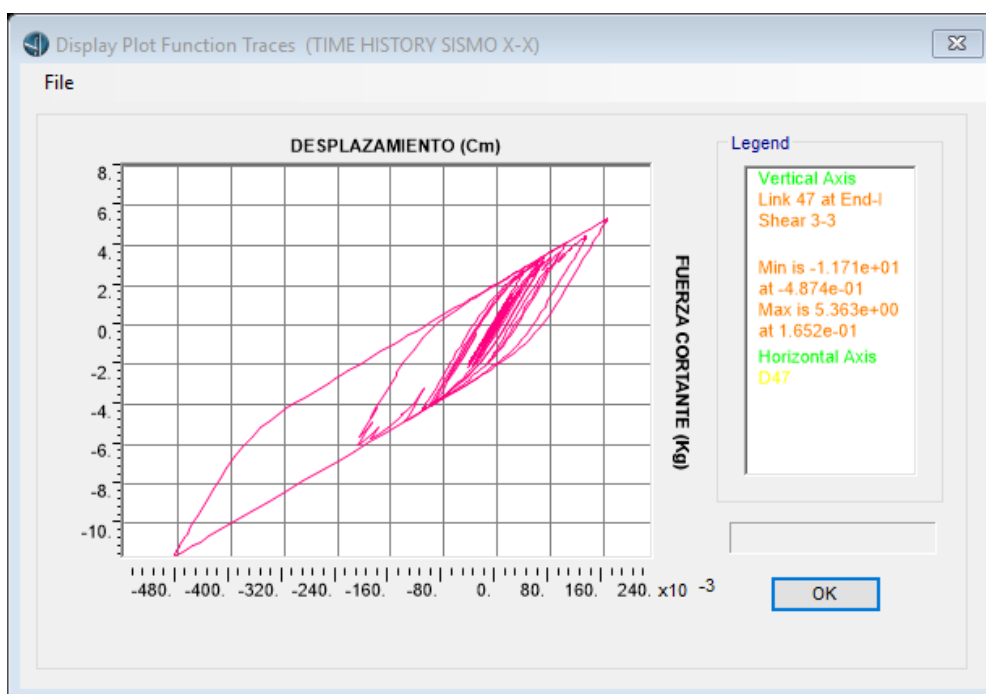


Imagen N° 61

Curva de histéresis del desplazamiento del aislador (LRB) en el eje longitudinal (X) del puente con un desplazamiento máximo de -0.4874 m en el segundo apoyo intermedio.



Se muestran los desplazamientos máximos en la subestructura del puente por debajo de los aisladores sísmicos en los dos apoyos intermedios que son de -1.393 cm en el nodo (JOINT) 3940 (Min is $-1.393e-02$) del primer apoyo intermedio y en el nodo (JOINT) 3948 (Min is $-1.393e-02$) en el segundo apoyo intermedio. Así como se muestra en la Imagen N° 62 y en la Imagen N° 63 respectivamente.

Imagen N° 62

Desplazamiento máximo en la subestructura del eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por debajo del aislador sísmico del primer apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de -1.393 cm.

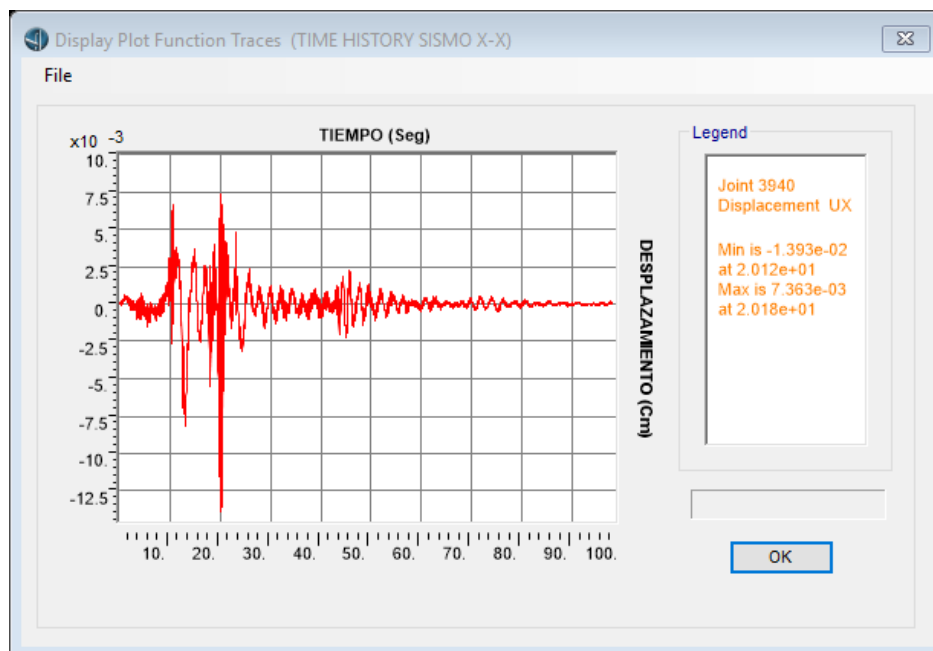


Imagen N° 63

Desplazamiento máximo en la subestructura del eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por debajo del aislador sísmico del segundo apoyo intermedio con un desplazamiento máximo de -1.393 cm.

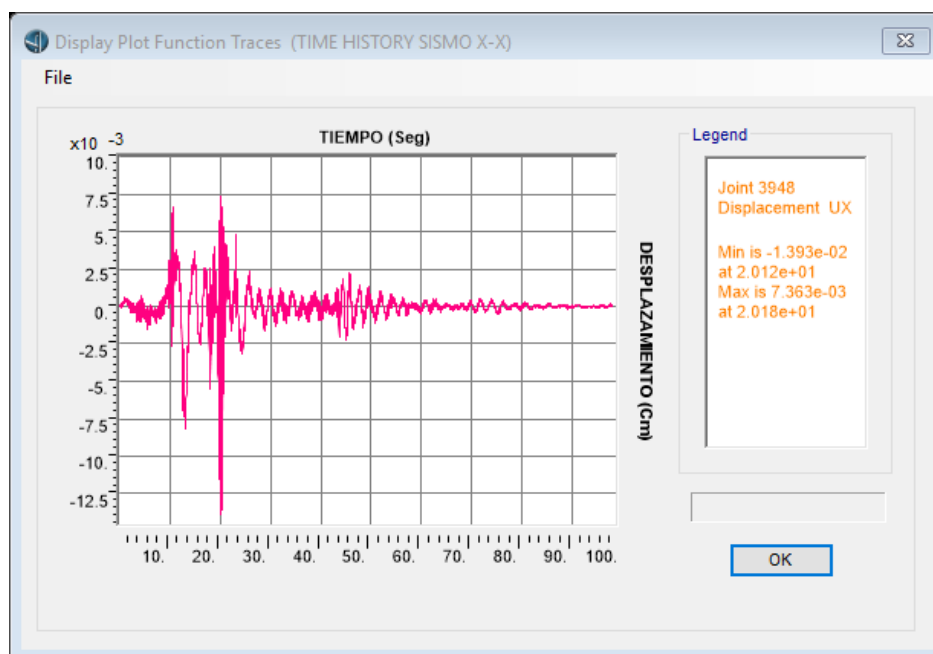


Imagen N° 64

Desplazamiento máximo en el eje longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con (LRB) por encima del aislador sísmico en el apoyo intermedio con un desplazamiento de -0.4954 m.

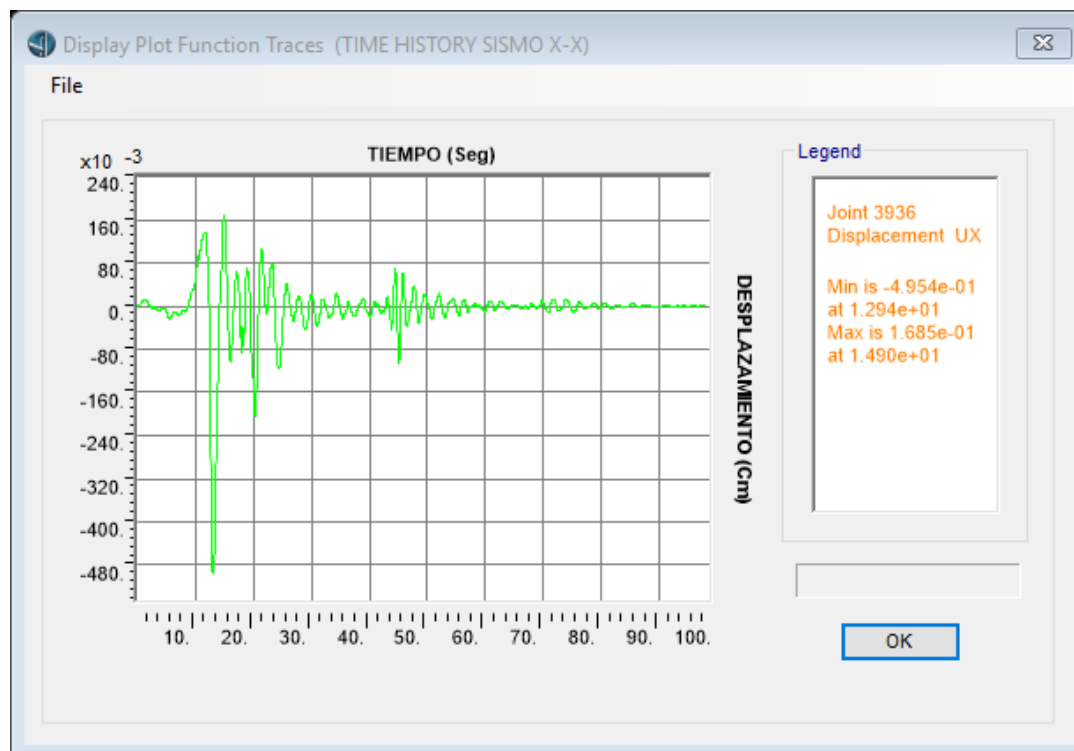
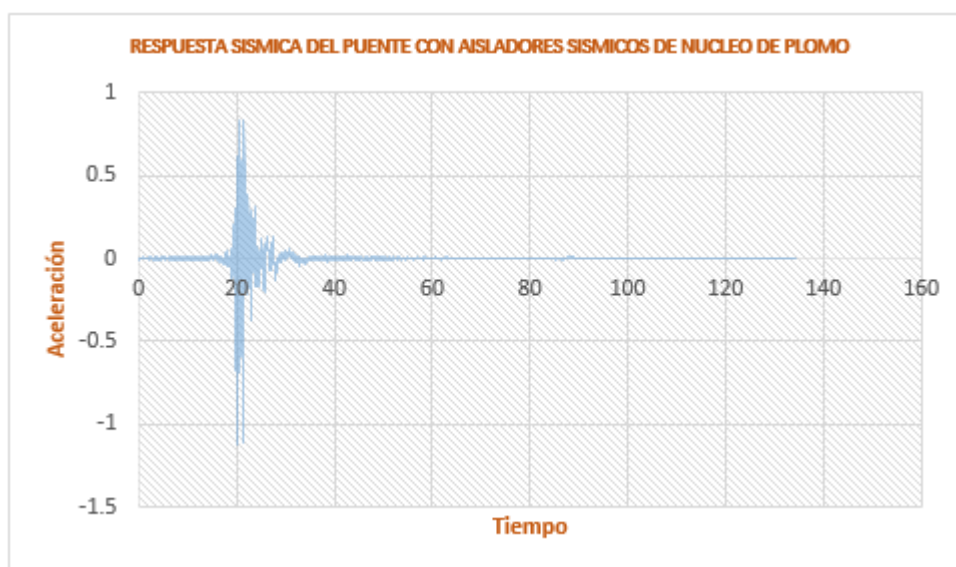


Figura N° 47

Aceleración del sismo de 1974 de Lima



CAPITULO VIII

8 COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS

Las diferentes respuestas sísmicas se estimaron y obtuvieron en el análisis y diseño sísmico del puente sin aislar, en el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR) y en el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB); se obtuvieron y detallaron en el anterior Capítulo VII. En este capítulo mostraremos, compararemos y discutiremos las diferentes respuestas sísmicas máximas obtenidas.

La metodología de comparación de las respuestas sísmicas del puente continuo es como sigue a continuación:

- 1.- Se comparan las respuestas sísmicas del puente continuo en dos sistemas como:
 - ✓ Se comparan las respuestas sísmicas del puente continuo sin aislar con las respuestas sísmicas del puente continuo sísmicamente aislados con aislador sísmico elastómero (HDR).

- ✓ Se comparan las respuestas sísmicas del puente continuo sin aislar con las respuestas sísmicas del puente continuo sísmicamente aisladas con aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB).

2.- Comparación de las respuestas sísmicas en los tres sistemas del puente continuo como:

- ✓ Se comparan las respuestas sísmicas del puente sin aislar con las respuestas sísmicas del puente sísmicamente aislados con aislador sísmico elastómeros (HDR) y con el aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB) mediante representación de gráficos.

8.1 COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)

8.1.1 Comparación de los momentos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Comparación de los momentos máximos transversales (Y) y longitudinales (X) superiores e inferiores en las columnas; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con el aislador elastómeros (HDR). Así como se muestra en la Tabla N° 48, Tabla N° 49 y en la Tabla N° 50 respectivamente.

Tabla N° 48

Comparación de los Momentos Máximos Transversales (Y) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON (HDR) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	3942.86	298.32	92
	COLUMNA2	4509.10	308.56	93
	COLUMNA3	4378.98	317.40	93
BENT2	COLUMNA1	3942.84	298.31	92
	COLUMNA2	4509.10	308.56	93
	COLUMNA3	4378.98	317.40	93

Tabla N° 49

Comparación de los Momentos Máximos Longitudinales (X) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON (HDR) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	4180.92	288.44	93
	COLUMNA2	4191.73	288.42	93
	COLUMNA3	4180.86	288.43	93
BENT2	COLUMNA1	4182.44	288.43	93
	COLUMNA2	4198.10	288.44	93
	COLUMNA3	4182.44	288.43	93

Tabla N° 50

Comparación de los Momentos Máximos Transversales Superiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON (HDR) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	3388.06	336.64	90
	COLUMNA2	4906.81	352.16	93
	COLUMNA3	3497.67	363.07	90
BENT2	COLUMNA1	3388.05	336.64	90
	COLUMNA2	4906.81	352.16	93
	COLUMNA3	3497.67	363.07	90

8.1.2 Comparación de los cortantes máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) y longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR). Así como se muestra en la Tabla N° 51 y en la Tabla N° 52 respectivamente.

Tabla N° 51

Comparación de los Cortantes Máximos Transversales (Y) del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (HDR) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	1083.48	92.02	93
	COLUMNA2	1394.95	95.76	93
	COLUMNA3	1166.91	98.62	92
BENT2	COLUMNA1	1083.50	92.02	93
	COLUMNA2	1394.95	95.76	93
	COLUMNA3	1166.91	98.62	92

Tabla N° 52

Comparación de los Cortantes Máximos Longitudinales (X) del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (HDR) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	617.28	41.78	93
	COLUMNA2	620.13	41.78	93
	COLUMNA3	617.27	41.78	93
BENT2	COLUMNA1	620.96	41.82	93
	COLUMNA2	624.36	41.83	93
	COLUMNA3	620.96	41.82	93

8.1.3 Comparación de las fuerzas axiales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR)

- ✓ Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores e inferiores en las columnas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR). Así como se muestra en la Tabla N° 53 y en la Tabla N° 54 respectivamente.

Tabla N° 53

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximas Longitudinales (X) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (HDR) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	901.16	720.42	20
	COLUMNA2	959.75	718.80	25
	COLUMNA3	901.11	720.33	20
BENT2	COLUMNA1	901.12	720.36	20
	COLUMNA2	959.73	718.78	25
	COLUMNA3	901.12	720.36	20

Tabla N° 54

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximas Longitudinales (X) Superiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (HDR) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	743.14	691.24	07
	COLUMNA2	801.72	689.62	14
	COLUMNA3	743.09	691.16	07
BENT2	COLUMNA1	743.10	691.18	07
	COLUMNA2	801.71	689.61	14
	COLUMNA3	743.10	691.18	07

8.1.4 Comparación de los desplazamientos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR)

- ✓ Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura y en la subestructura del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR). Así como se muestra en la Tabla N° 55 y en la Tabla N° 56 respectivamente.

Tabla N° 55

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Superestructura del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) SIN AISLADORES	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) CON (HDR)	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00672	0.11873	1667
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.14158	217
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00672	0.11873	1667
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.14158	217

Tabla N° 56

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Subestructura del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

	DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) SIN AISLADORES	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) CON (HDR)	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00729	0.03073	322
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.05137	41
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00729	0.03073	322
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.05137	41

8.1.5 Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislado con elastómeros (HDR)

- ✓ Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR), en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 57.

Tabla N° 57

Comparación de las Fuerzas Laterales Máximas del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Tn)	CON AISLADORES (HDR) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
Eje longitudinal (X)	10384.09	8751.28	16
Eje transversal (Y)	10384.09	8751.28	16

- ✓ Comparación de los periodos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR), en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 58.

Tabla N° 58

Comparación de los Periodos Máximos del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Seg)	CON AISLADORES (HDR) (Seg)	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
Eje longitudinal (X)	0.37	1.78	381
Eje transversal (Y)	0.23	1.50	552

- ✓ Comparación de las frecuencias máximas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR), en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 59.

Tabla N° 59

Comparación de las Frecuencias Máximas del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR).

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Ciclos/Seg)	CON AISLADORES (HDR) (Ciclos/Seg)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
Eje longitudinal (X)	2.69	0.56	79
Eje transversal (Y)	4.32	0.66	85

8.1.6 Comparación del comportamiento estructural del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con aislador (HDR)

Tabla N° 60

Comparación del Comportamiento Estructural del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Elastómeros (HDR).

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMERO (HDR)		
DESCRPCIÓN	PUENTE SIN AISLADORES SÍSMICOS	PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR)
Eje transversal (Y)	<ul style="list-style-type: none"> • Es un comportamiento de tipo lineal elástica 	<ul style="list-style-type: none"> • Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal
	<ul style="list-style-type: none"> • No ay plastificación del material 	<ul style="list-style-type: none"> • Se plastifica el material
	<ul style="list-style-type: none"> • Regresa a su posición inicial 	<ul style="list-style-type: none"> • No regresa a su posición inicial
Eje longitudinal (X)	<ul style="list-style-type: none"> • Es un comportamiento de tipo lineal y no lineal 	<ul style="list-style-type: none"> • Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal
	<ul style="list-style-type: none"> • Hay plastificación del material 	<ul style="list-style-type: none"> • Se plastifica el material
	<ul style="list-style-type: none"> • No regresa a su posición inicial 	<ul style="list-style-type: none"> • No regresa a su posición inicial

8.2 COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (LRB)

8.2.1 Comparación de los momentos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Comparación de los momentos máximos transversales (Y) y longitudinales (X) superiores e inferiores en las columnas del puente sin aislar con el puente

sísmicamente aislados núcleo de plomo. Así como se muestran en la Tabla N° 61, Tabla N° 62 y en la Tabla N° 63 respectivamente.

Tabla N° 61

Comparación de los Momentos Máximos Transversales (Y) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON (LRB) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	3942.86	218.45	94
	COLUMNA2	4509.10	220.80	95
	COLUMNA3	4378.98	224.47	95
BENT2	COLUMNA1	3942.84	218.45	94
	COLUMNA2	4509.10	220.79	95
	COLUMNA3	4378.98	224.47	95

Tabla N° 62

Comparación de los Momentos Máximos Longitudinales (X) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con de Núcleo de Plomo.

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON (LRB) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	4180.92	206.01	95
	COLUMNA2	4191.73	207.62	95
	COLUMNA3	4180.86	205.99	95
BENT2	COLUMNA1	4182.44	206.00	95
	COLUMNA2	4198.10	207.62	95
	COLUMNA3	4182.44	206.00	95

Tabla N° 63

Comparación de los Momentos Máximos Transversales (Y) Superiores del Puente sin aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn- m)	CON (LRB) (Tn-m)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	3388.06	248.84	93
	COLUMNA2	4906.81	254.50	95

	COLUMNA3	3497.67	257.02	93
BENT2	COLUMNA1	3388.05	248.84	93
	COLUMNA2	4906.81	254.50	93
	COLUMNA3	3497.67	257.02	95

8.2.2 Comparación de los cortantes máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) y longitudinales (X) en las columnas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Así como se muestra en la Tabla N° 64 y en la Tabla N° 65 respectivamente.

Tabla N° 64

Comparación de los Cortantes Máximos Transversales (Y) del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (LRB) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	1083.48	67.72	94
	COLUMNA2	1394.95	68.88	95
	COLUMNA3	1166.91	69.78	94
BENT2	COLUMNA1	1083.50	67.72	94
	COLUMNA2	1394.95	68.88	95
	COLUMNA3	1166.91	69.78	94

Tabla N° 65

Comparación de los Cortantes Máximos Longitudinales (X) del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (LRB) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	617.28	28.85	95
	COLUMNA2	620.13	30.08	95
	COLUMNA3	617.27	29.84	95
	COLUMNA1	620.96	28.86	95

BENT2	COLUMNA2	624.36	30.10	95
	COLUMNA3	620.96	29.86	95

8.2.3 Comparación de las fuerzas axiales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Comparación de las fuerzas axiales máximos longitudinales (X) superiores e inferiores en las columnas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB). Así como se muestra en la Tabla N° 66 y en la Tabla N° 67 respectivamente.

Tabla N° 66

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximos Longitudinales (X) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

	DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (LRB) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	901.16	709.98	21
	COLUMNA2	959.75	720.80	25
	COLUMNA3	901.11	709.91	21
BENT2	COLUMNA1	901.12	709.92	21
	COLUMNA2	959.73	720.78	25
	COLUMNA3	901.12	709.92	21

Tabla N° 67

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximos Longitudinales (X) Supiores del Puente sin Aislar con el Puente con Aisladores Sísmicos Núcleo de Plomo.

	DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON (LRB) (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
BENT1	COLUMNA1	743.14	687.26	08
	COLUMNA2	801.72	698.08	13
	COLUMNA3	743.09	687.19	08
BENT2	COLUMNA1	743.10	687.21	08
	COLUMNA2	801.71	698.07	13
	COLUMNA3	743.10	687.21	08

8.2.4 Comparación de los desplazamientos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo en los dos apoyos intermedios. Así como indica la Tabla N° 68.

Tabla N° 68

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Superestructura del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN		DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) SIN AISLADORES	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) CON NUCLEO DE PLOMO	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00672	0.21944	3165
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.23928	435
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00672	0.21944	3165
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.23928	435

- ✓ Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo en los dos apoyos intermedios. Así como se muestra en la Tabla N° 69.

Tabla N° 69

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Subestructura del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN		DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) SIN AISLADORES	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m) CON NUCLEO DE PLOMO	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00729	0.03390	365
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.03158	-14
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00729	0.03390	365
	Eje longitudinal (X)	0.03656	0.06158	68

8.2.5 Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo

- ✓ Comparación de las fuerzas laterales máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB), en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 70.

Tabla N° 70

Comparación de las Fuerzas Laterales Máximos del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Tn)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
Eje longitudinal (X)	10384.09	1908.56	82
Eje transversal (Y)	10384.09	2791.06	74

- ✓ Comparación de los periodos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo, en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 71.

Tabla N° 71

Comparación de los Periodos Máximos del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Seg)	CON AISLADORES NÚCLEO DE PLOMO (Seg)	COMPARACIÓN AUMENTO (%)
Eje longitudinal (X)	0.37	4.093	1006
Eje transversal (Y)	0.23	4.087	1677

- ✓ Comparación de las frecuencias máximas del puente sin aisladores sísmicos con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo, en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 72.

Tabla N° 72

Comparación de las Frecuencias Máximas del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Ciclos/Seg)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Ciclos/Seg)	COMPARACIÓN REDUCCIÓN (%)
Eje longitudinal (X)	2.69	0.244	91
Eje transversal (Y)	4.32	0.245	94

8.2.6 Comparación del comportamiento estructural del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- ✓ Comparación del comportamiento estructural del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB), en los dos ejes y en los dos apoyos intermedios del puente. Así como se muestra en la Tabla N° 73.

Tabla N° 73

Comparación del Comportamiento Estructural de Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Núcleo de Plomo (LRB).

DESCRPCIÓN	PUENTE SIN AISLADORES SÍSMICOS	PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (LRB)
Eje transversal (Y)	• Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal	• Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal
	• Se plastifican los materiales	• Se plastifica el material
	• No regresa a su posición inicial	• No regresa a su posición inicial
Eje longitudinal (X)	• Es un comportamiento de tipo lineal y no lineal	• Es un comportamiento de tipo lineal elástica y no lineal
	• Hay plastificación del material	• Se plastifica el material
	• No regresa a su posición inicial	• No regresa a su posición inicial

8.3 COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS MÁXIMAS EN LOS TRES SISTEMAS DEL PUENTE CONTINUO

En este ítem mostraremos y compararemos mediante gráficos las diferentes respuestas sísmicas máximas obtenidos del puente continuo sin aislar con las respuestas sísmicas del puente continuo sísmicamente aislados con aislador sísmico elastómeros (HDR) y con las respuestas sísmicas del puente continuo sísmicamente aislados con aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB).

8.3.1 Comparación de los momentos máximos en los tres sistemas del puente

- ✓ Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómero (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Tabla N° 74

Momentos Máximos Inferiores Transversales (Y) en las Columnas del Puente sin Aislar y del Puente Sísmicamente Aislados con (HDR) y (LRB).

DESCRIPCIÓN		SIN AISLADORES (Tn-m)	CON ELASTÓMEROS (Tn-m)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	3942.86	298.32	218.45
	COLUMNA2	4509.10	308.56	220.80
	COLUMNA3	4378.98	317.40	224.47
BENT2	COLUMNA1	3942.84	298.31	218.45
	COLUMNA2	4509.10	308.56	220.79
	COLUMNA3	4378.98	317.40	224.47

En las Figuras: N° 48, N° 49, N° 50, N° 51, N° 52 y N° 53, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 74; las variaciones de los momentos máximos transversales (Y) inferiores obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 48

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

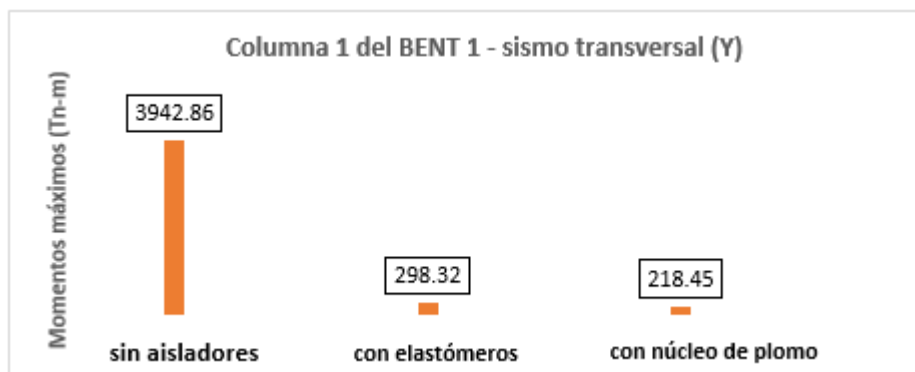


Figura N° 49

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

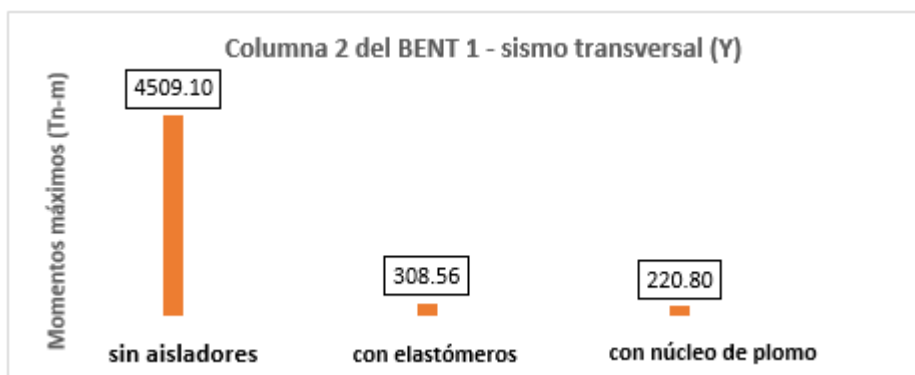


Figura N° 50

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

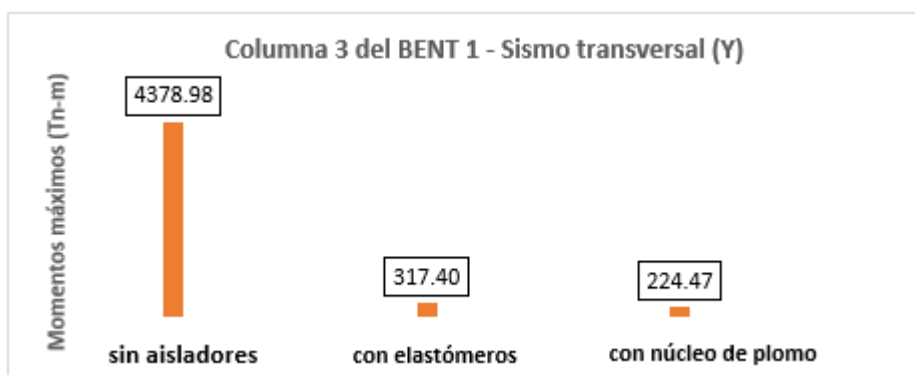


Figura N° 51

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

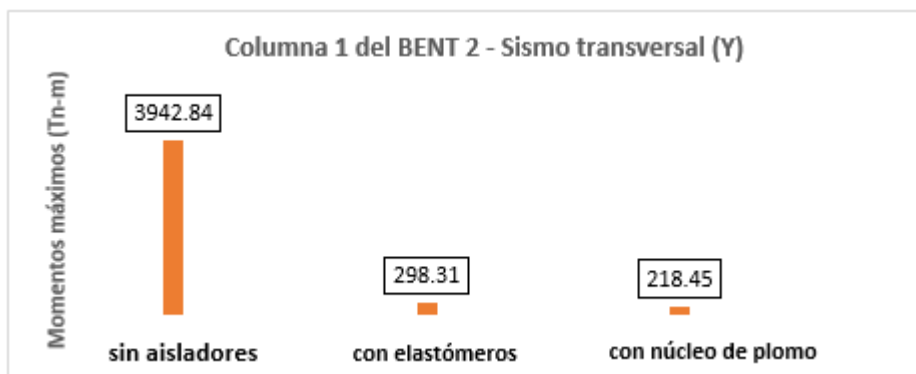


Figura N° 52

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

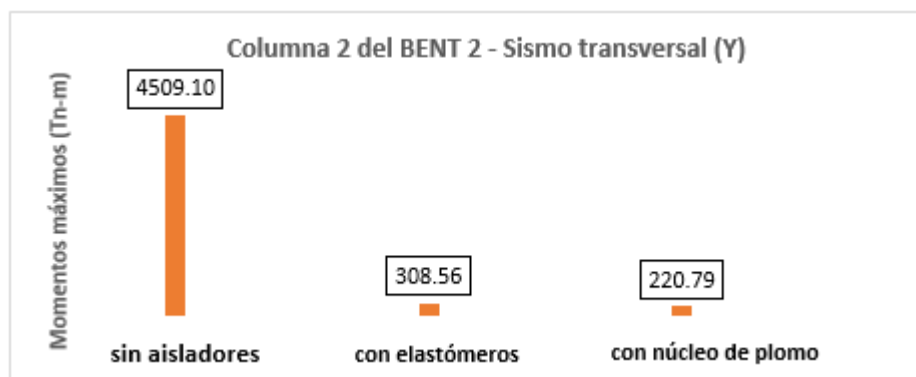
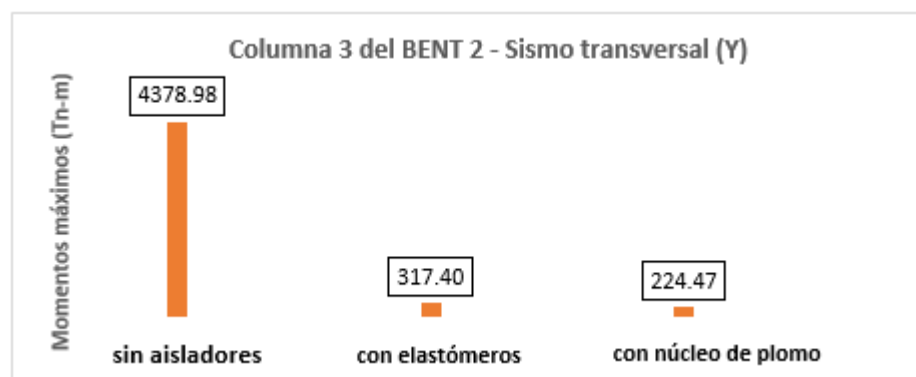


Figura N° 53

Comparación de los momentos máximos transversales (Y) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



- ✓ Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores; del puente continuo sin aislar con el puente continuo sísmicamente aislados con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y con aislador sísmico de núcleo de plomo (LRB).

Tabla N° 75

Momentos Máximos Inferiores Longitudinales (X) en las Columnas del Puente sin Aislar y del Puente Sísmicamente Aislados con Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn-m)	CON ELASTÓMEROS (HDR) (Tn-m)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn-m)	
BENT1	COLUMNA1	4180.92	288.44	248.84
	COLUMNA2	4191.73	288.42	254.50
	COLUMNA3	4180.86	288.43	257.02
BENT2	COLUMNA1	4182.44	288.43	248.84
	COLUMNA2	4198.10	288.44	254.50
	COLUMNA3	4182.44	288.43	257.02

En las Figuras: N° 54, N° 55, N° 56, N° 57, N° 58 y N° 59, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 75; las variaciones de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 54

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

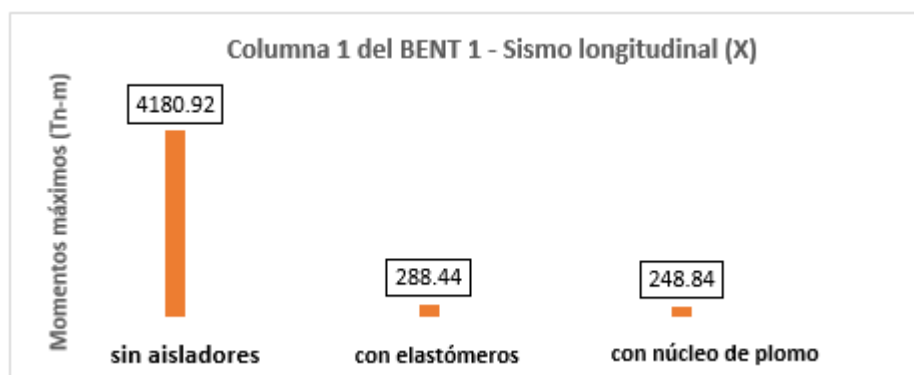


Figura N° 55

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

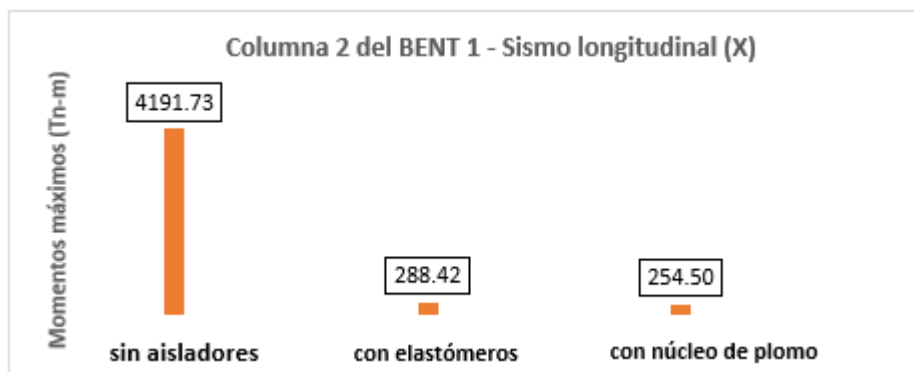


Figura N° 56

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

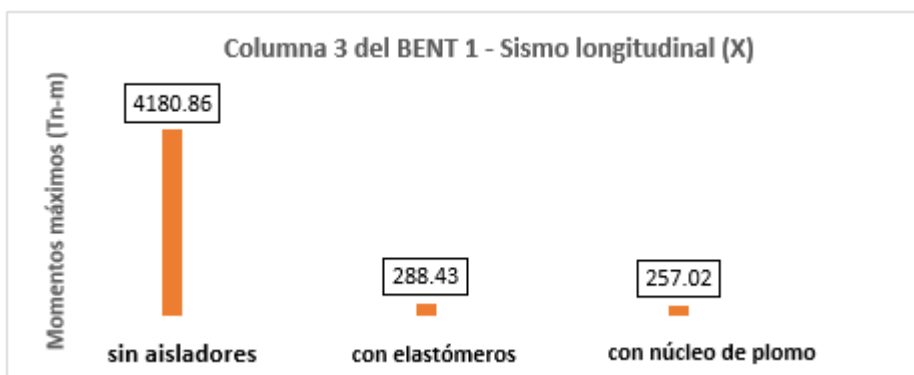


Figura N° 57

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

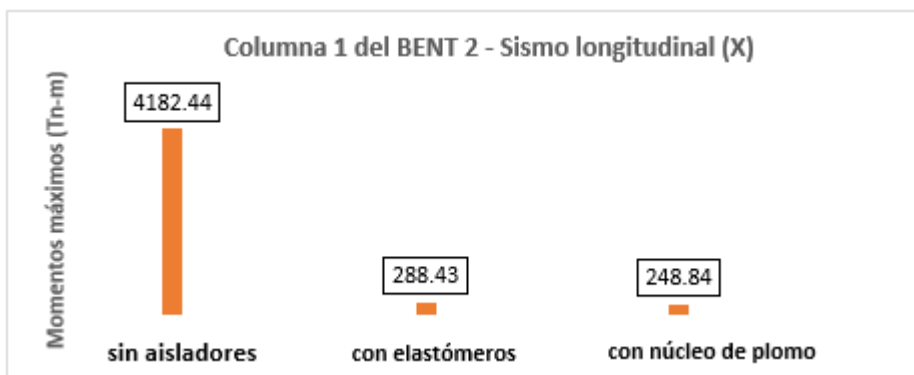


Figura N° 58

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

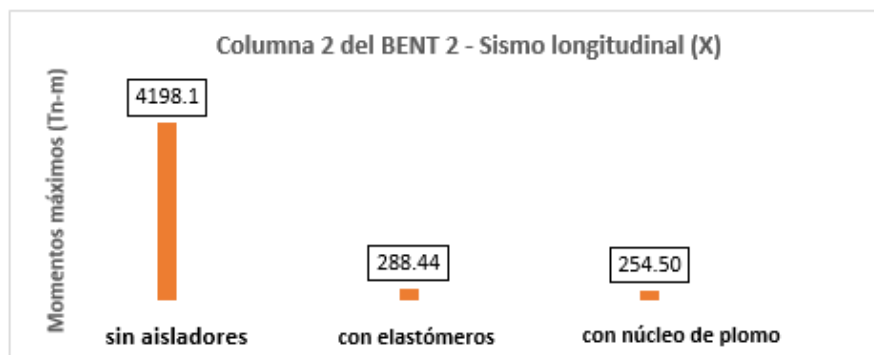
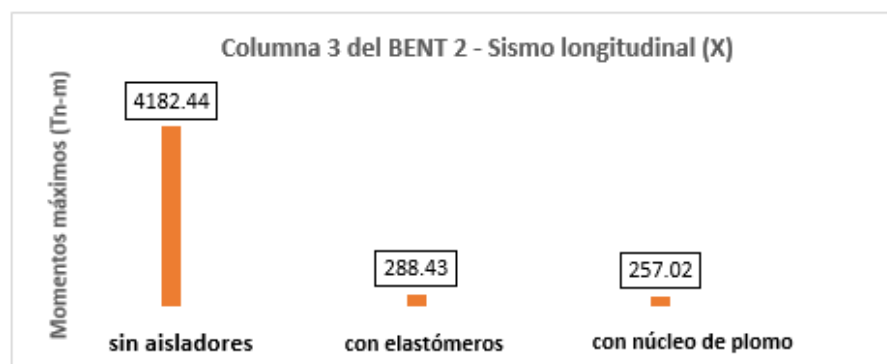


Figura N° 59

Comparación de los momentos máximos longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



- ✓ Comparación de los momentos máximos transversales (Y) superiores; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con aislador (HDR) y (LRB).

Tabla N° 76

Momentos Máximos Superiores y Transversales (Y) en las Columnas del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN		SIN AISLADORES (Tn-m)	CON ELASTÓMEROS (HDR) (Tn-m)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn-m)
BENT1	COLUMNA1	3388.06	1685.02	248.84
	COLUMNA2	4906.81	1871.04	254.50
	COLUMNA3	3497.67	1220.19	257.02

	COLUMNA1	3388.05	1293.46	248.84
BENT2	COLUMNA2	4906.81	1871.28	254.50
	COLUMNA3	3497.67	1920.44	257.02

En las Figuras: N° 60, N° 61, N° 62, N° 63, N° 64 y N° 65, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 76; las variaciones de los momentos máximos transversales (Y) superiores obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 60

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

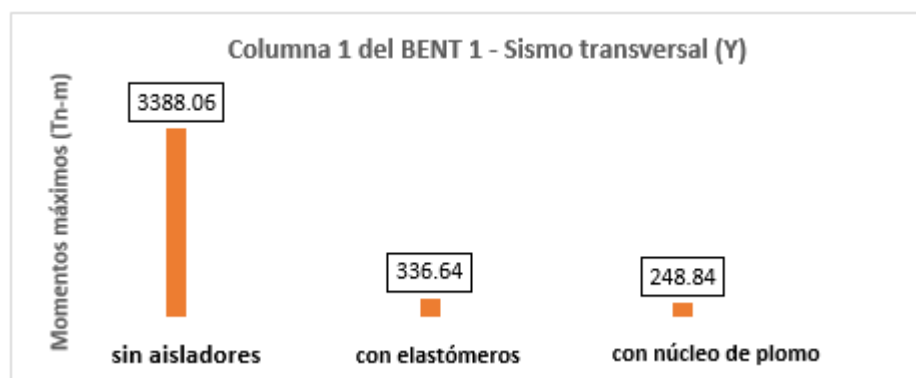


Figura N° 61

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

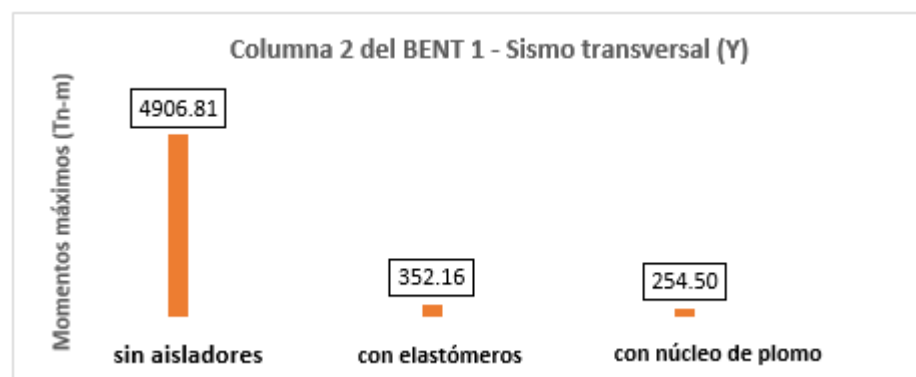


Figura N° 62

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

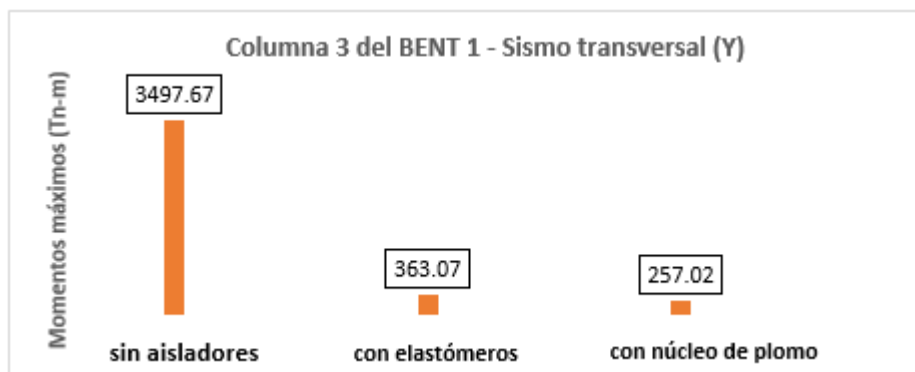


Figura N° 63

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

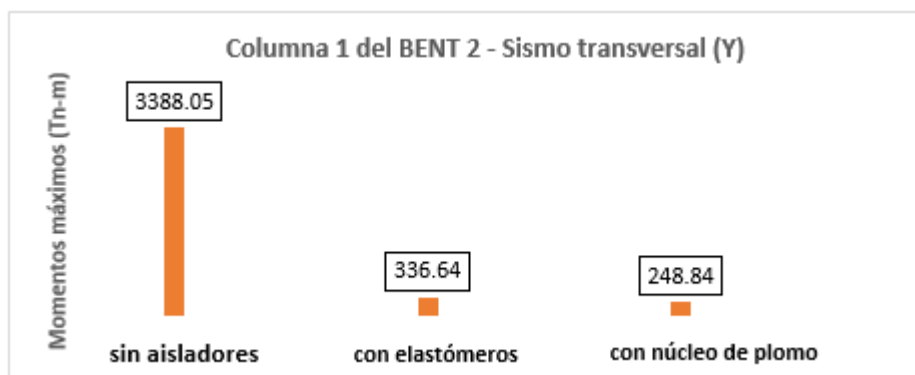


Figura N° 64

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

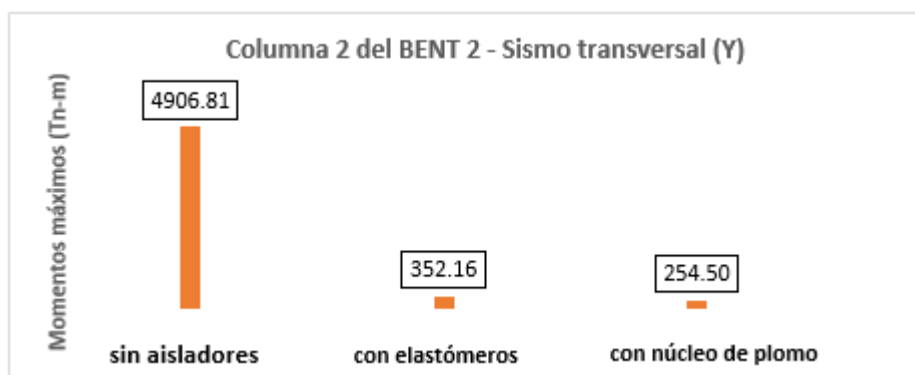
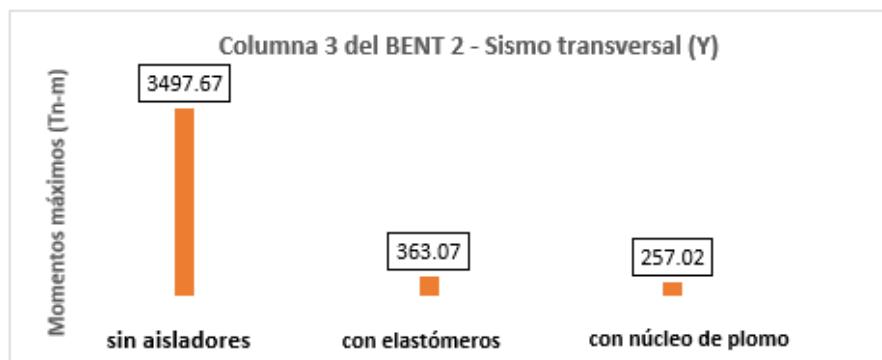


Figura N° 65

Comparación de los momentos máximos transversales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.2 Comparación de los cortantes máximos transversales en los tres sistemas del puente continuo

- ✓ Comparación de los cortantes máximos transversales (Y); del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

Tabla N° 77

Cortantes Máximos Transversales (Y) en las Columnas del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON ELASTÓMEROS (Tn)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn)
BENT1	COLUMNA1	1083.48	92.02
	COLUMNA2	1394.95	95.76
	COLUMNA3	1166.91	98.62
BENT2	COLUMNA1	1083.50	92.02
	COLUMNA2	1394.95	95.76
	COLUMNA3	1166.91	98.62

En las Figuras: N° 66, N° 67, N° 68, N° 69, N° 70 y N° 71, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 77, las variaciones de los cortantes máximos transversales (Y) obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislador sísmico y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 66

Comparación de los cortantes máximos transversales (Y) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

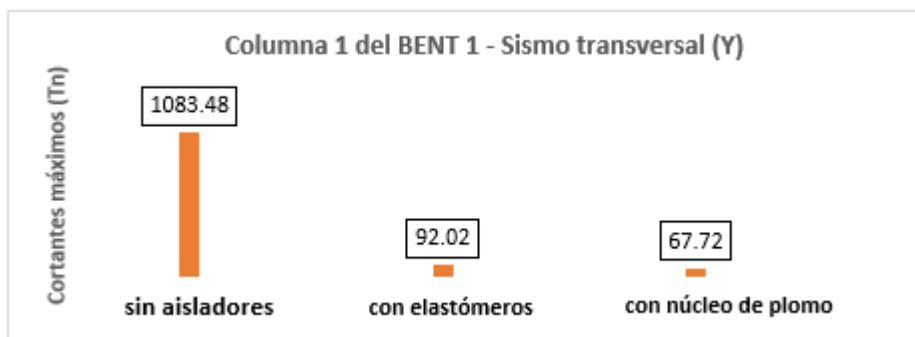


Figura N° 67

Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

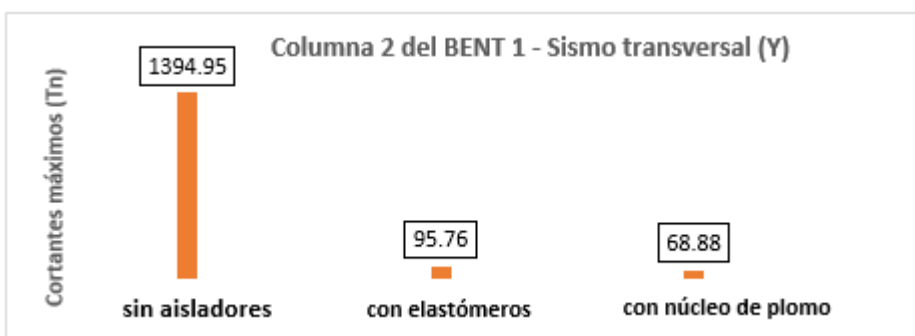


Figura N° 68

Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



Figura N° 69

Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

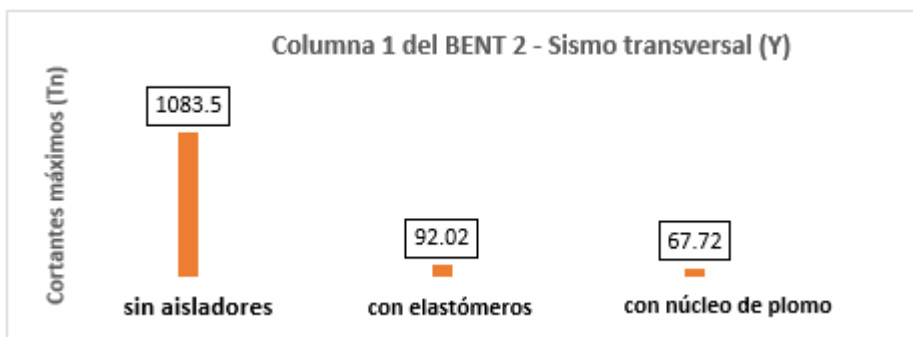


Figura N° 70

Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

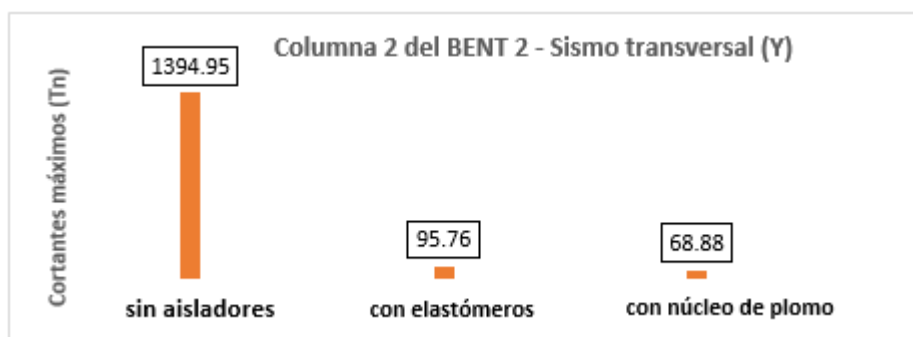
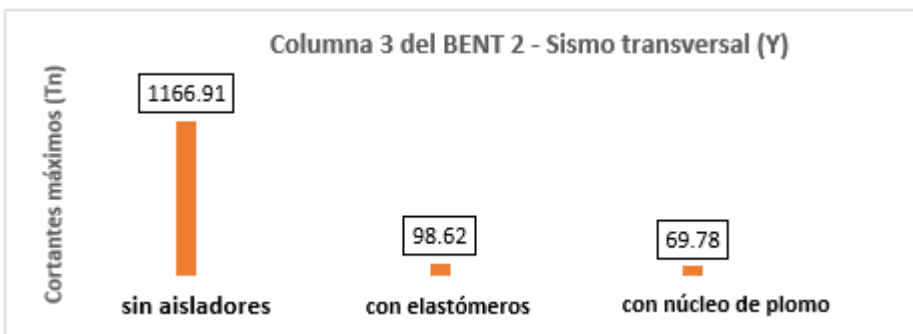


Figura N° 71

Comparación de los cortantes máximos transversales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



- ✓ Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X); del puente sin aislar con el puente con aisladores sísmicos elastómeros y de núcleo de plomo.

Tabla N° 78

Comparación de los Cortantes Máximos Longitudinales (X) en las Columnas del Puente sin Aislador Sísmico con el Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON ELASTÓMEROS (Tn)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn)	
BENT1	COLUMNA1	617.28	41.78	28.85
	COLUMNA2	620.13	41.78	30.08
	COLUMNA3	617.27	41.78	29.84
BENT2	COLUMNA1	620.96	41.82	28.86
	COLUMNA2	624.36	41.83	30.10
	COLUMNA3	620.96	41.82	29.86

En las Figuras: N° 72, N° 73, N° 74, N° 75, N° 76 y N° 77, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 78, las variaciones de los cortantes máximos longitudinales (X) obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislador sísmico y del puente con aisladores sísmicos elastómeros y de núcleo de plomo.

Figura N° 72

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

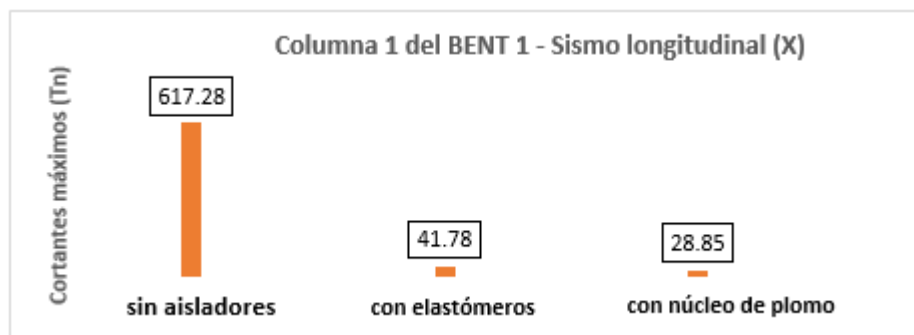


Figura N° 73

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

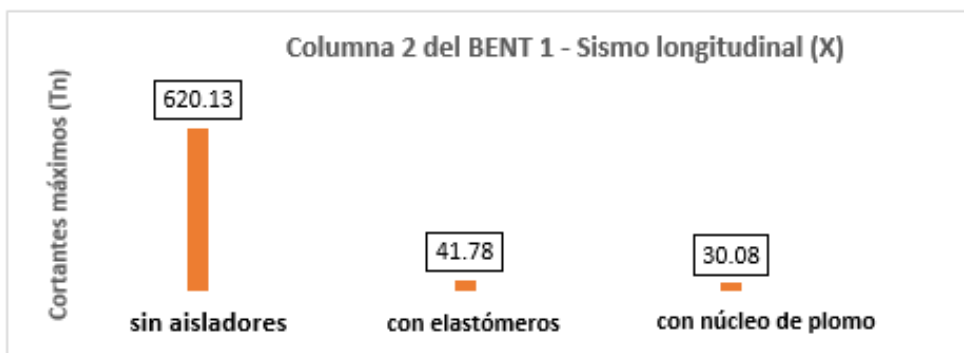


Figura N° 74

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

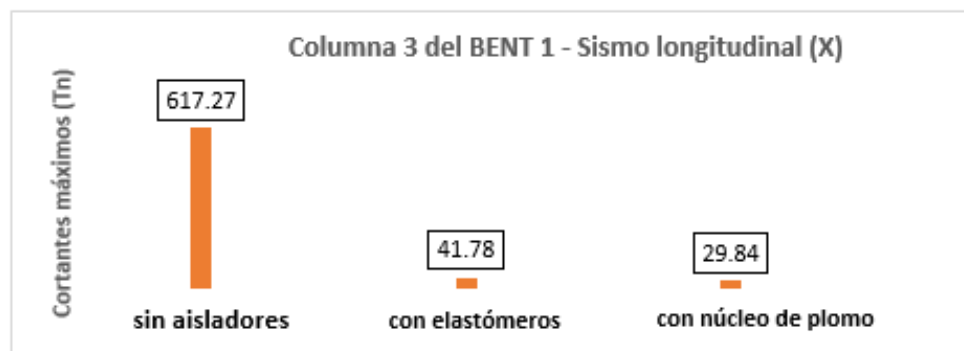


Figura N° 75

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

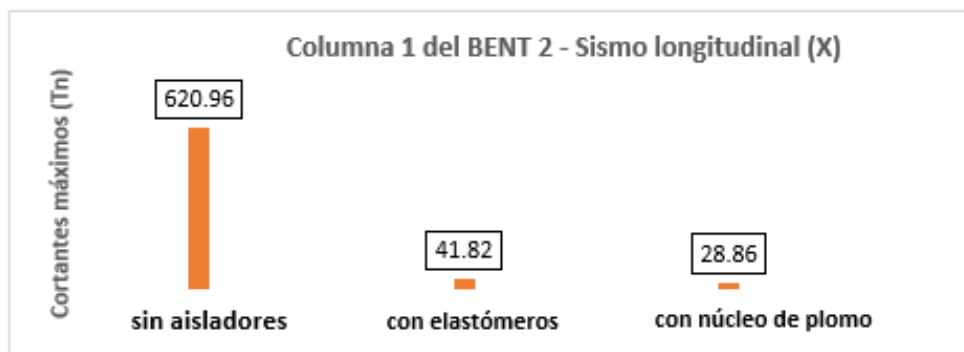


Figura N° 76

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

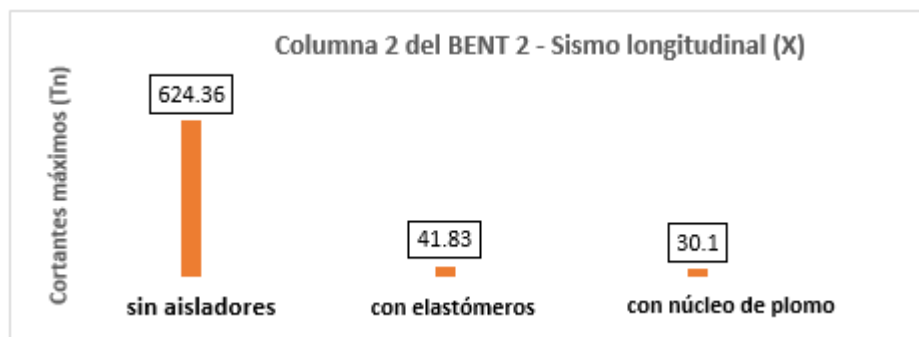
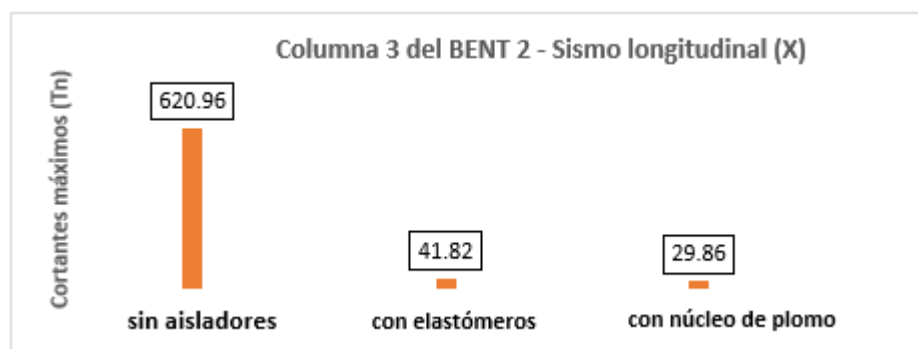


Figura N° 77

Comparación de los cortantes máximos longitudinales (X) del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.3 Comparación de las fuerzas axiales máximas en los tres sistemas del puente

- ✓ Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Tabla N° 79

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximas Longitudinales (X) Inferiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR) y (LRB).

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON ELASTÓMEROS (Tn)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn)
BENT1 COLUMNA1	901.16	720.42	709.98
BENT1 COLUMNA2	959.75	718.80	720.80

	COLUMNA3	901.11	720.33	709.91
	COLUMNA1	901.12	720.36	709.92
BENT2	COLUMNA2	959.73	718.78	720.78
	COLUMNA3	901.12	720.36	709.92

En las Figuras: N° 78, N° 79, N° 80, N° 81, N° 82 y N° 83, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 79, las variaciones de las fuerzas axiales máximas longitudinales (Y) inferiores obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente sin aislador sísmico y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 78

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

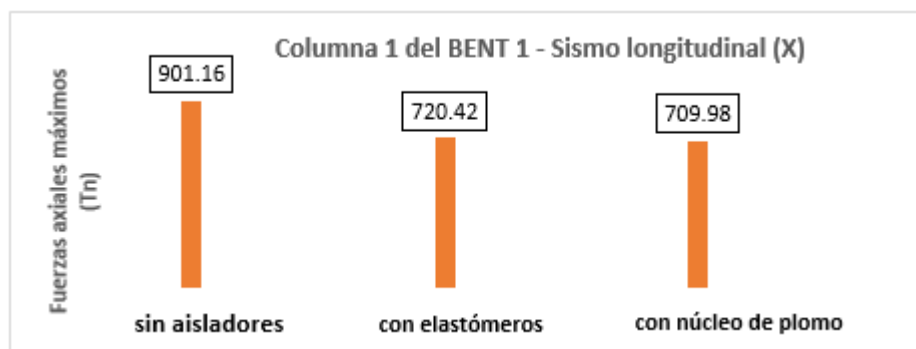


Figura N° 79

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



Figura N° 80

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

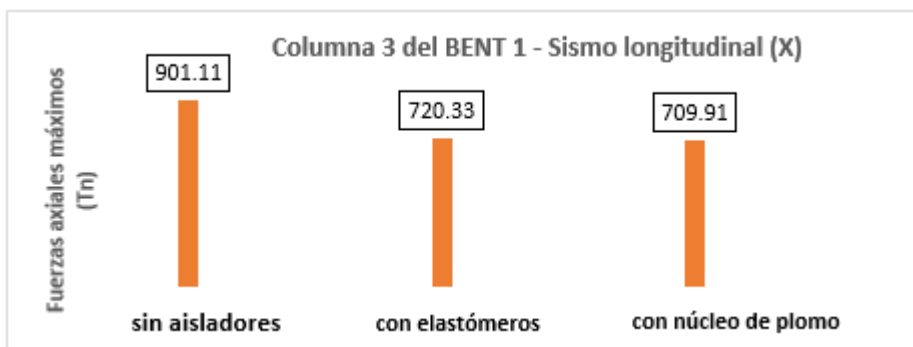


Figura N° 81

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

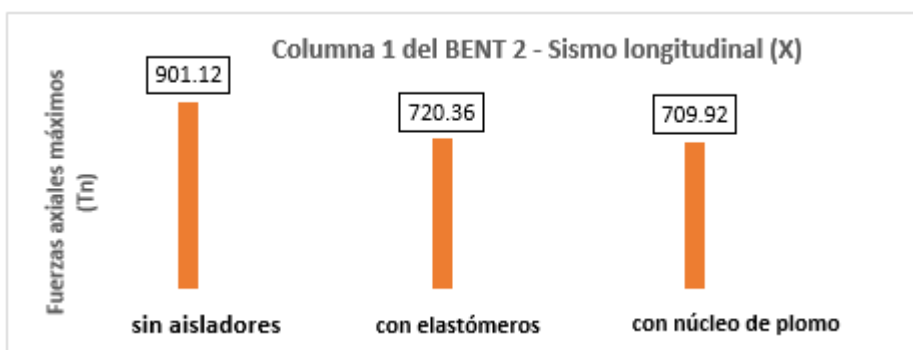


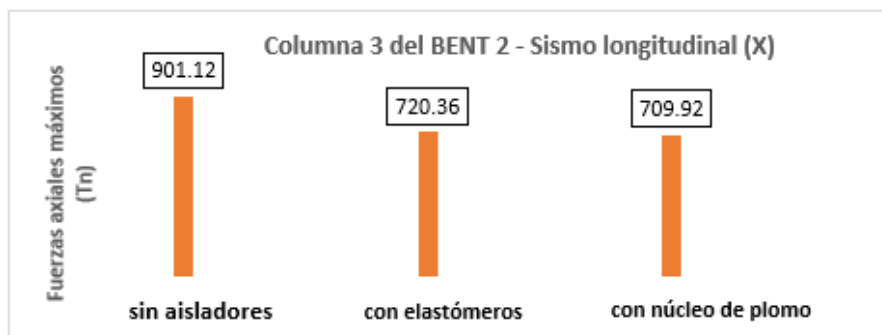
Figura N° 82

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



Figura N° 83

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) inferiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



- ✓ Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros y de núcleo de plomo.

Tabla N° 80

Comparación de las Fuerzas Axiales Máximas Longitudinales (X) Superiores del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES (Tn)	CON ELASTÓMEROS (Tn)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Tn)	
BENT1	COLUMNA1	743.14	691.24	687.26
	COLUMNA2	801.72	689.62	698.08
	COLUMNA3	743.09	691.16	687.19
BENT2	COLUMNA1	743.10	691.18	687.21
	COLUMNA2	801.71	689.61	698.07
	COLUMNA3	743.10	691.18	687.21

En las Figuras: N° 84, N° 85, N° 86, N° 87, N° 88 y N° 89, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 80, las variaciones de las fuerzas axiales máximas longitudinales (Y) superiores obtenidos de las columnas de los dos apoyos intermedios (BENTS); del puente continuo sin aislar con el puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 84

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

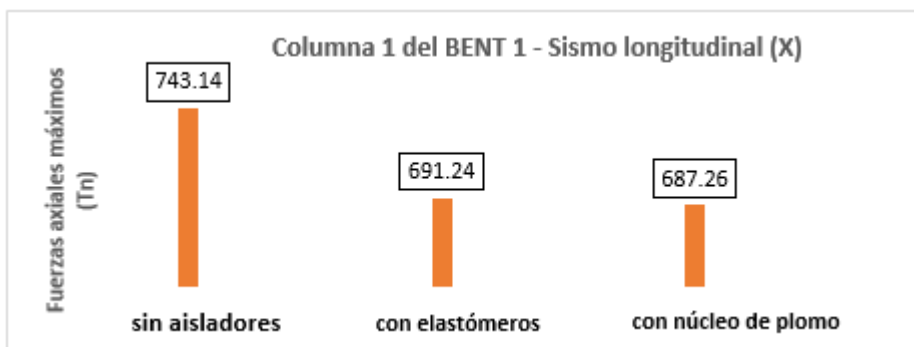


Figura N° 85

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

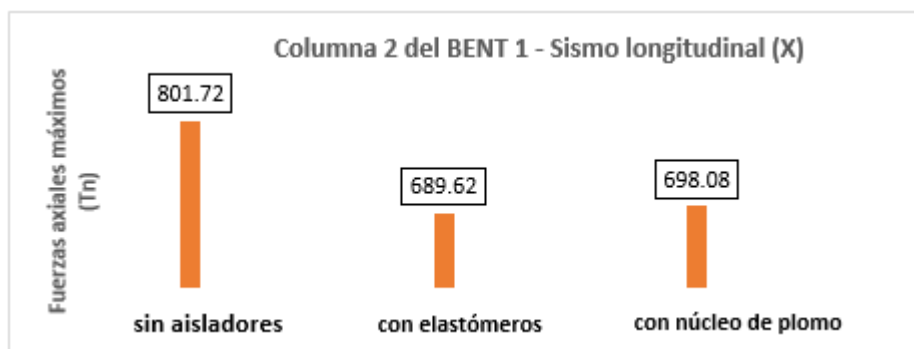


Figura N° 86

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

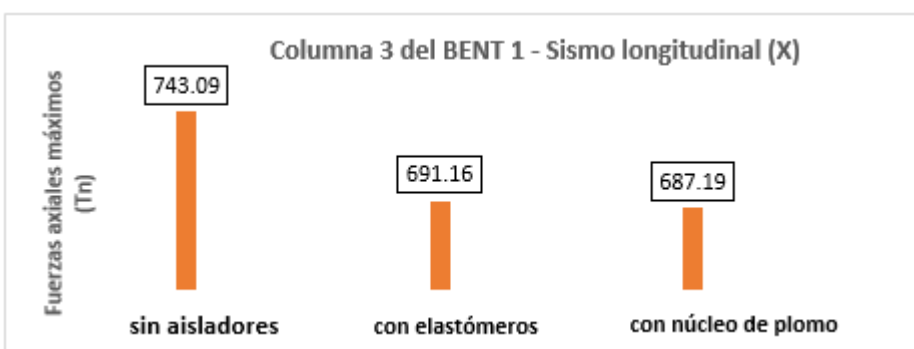


Figura N° 87

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

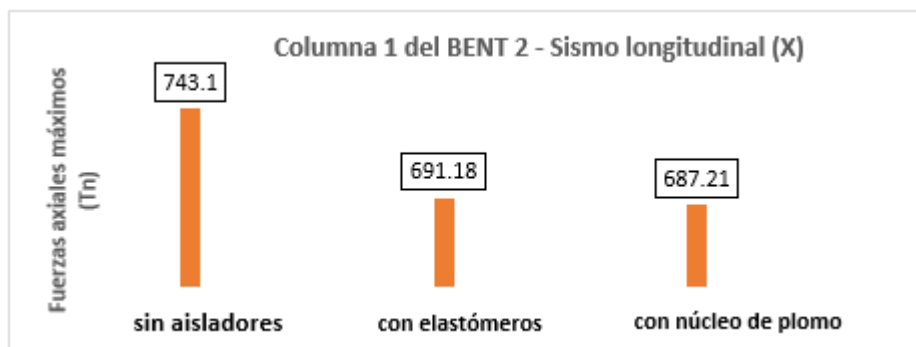


Figura N° 88

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

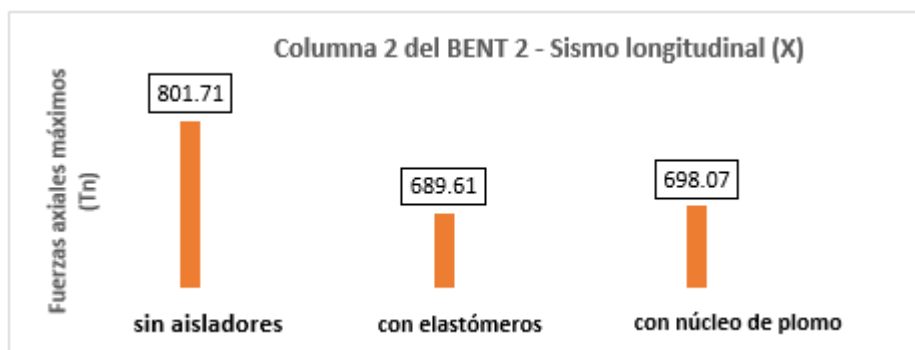
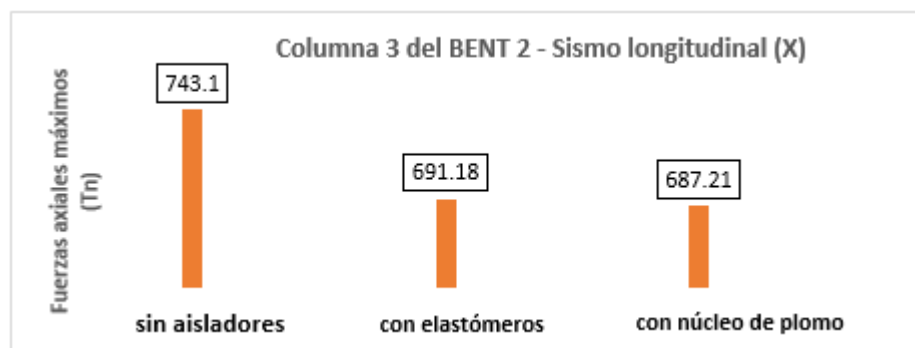


Figura N° 89

Comparación de las fuerzas axiales máximas longitudinales (X) superiores del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.4 Comparación de los desplazamientos máximos en los tres sistemas del puente continuo

- ✓ Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

Tabla N° 81

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Superestructura del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m)		SIN AISLADORES (m)	CON ELASTÓMEROS (m)	CON NÚCLEO DE PLOMO (m)
BENT1	Eje transversal (Y)	0.00672	0.11873	0.21944
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.14158	0.23928
BENT2	Eje transversal (Y)	0.00672	0.11873	0.21944
	Eje longitudinal (X)	0.04470	0.14158	0.23928

En las Figuras: N° 90, N° 91, N° 92 y N° 93, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 81 las variaciones de los desplazamientos máximos en el transversales (Y) y en el eje longitudinales (X) obtenidas de la superestructura; del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 90

Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

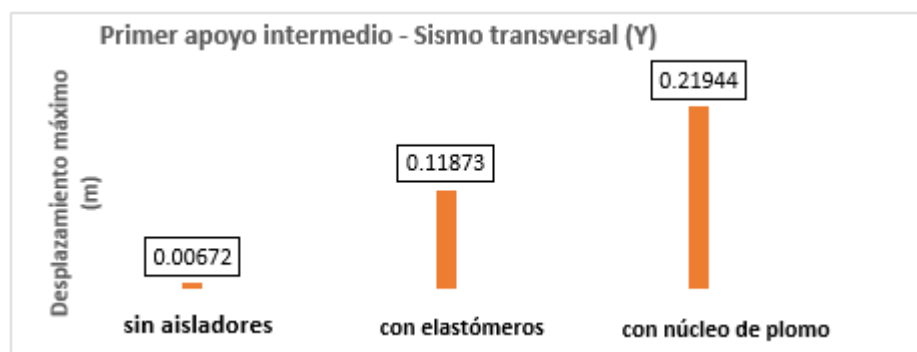


Figura N° 91

Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

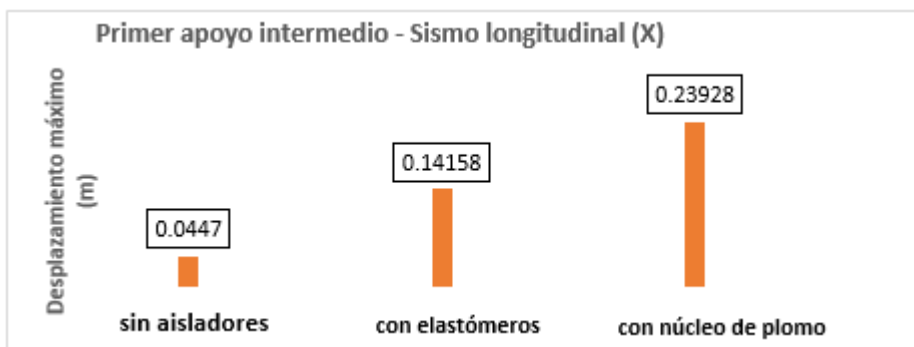


Figura N° 92

Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

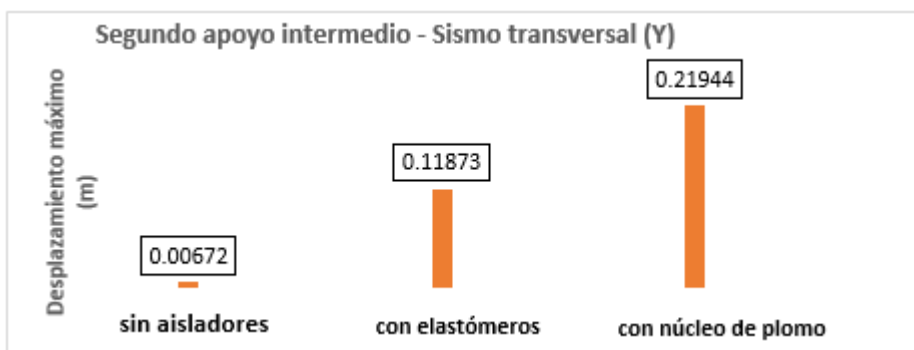
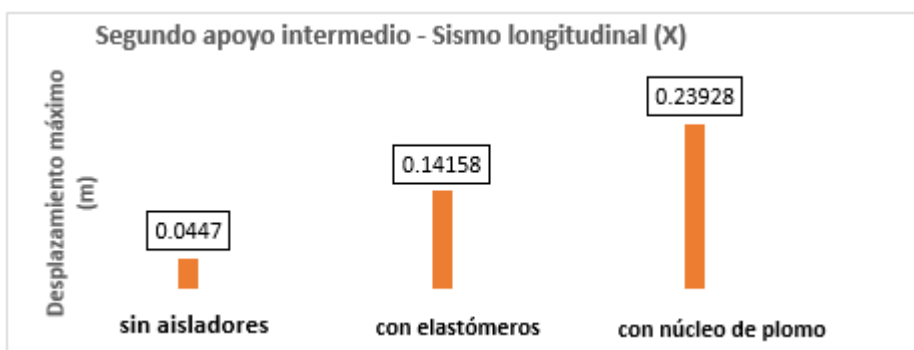


Figura N° 93

Comparación de los desplazamientos máximos en la superestructura, del puente aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



- ✓ Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura; del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

Tabla N° 82

Comparación de los Desplazamientos Máximos en la Subestructura, del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m)	SIN AISALDORES (m)	CON (HDR) (m)	CON NÚCLEO DE PLOMO (m)
BENT1 Eje transversal (Y)	0.00729	0.030730	0.03390
Eje longitudinal (X)	0.03656	0.051372	0.06158
BENT2 Eje transversal (Y)	0.00729	0.030730	0.03390
Eje longitudinal (X)	0.03656	0.051372	0.06158

En las Figuras: N° 94, N° 95, N° 96 y N° 97, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 82, las variaciones de los desplazamientos máximos en el transversales (Y) y en el eje longitudinales (X) obtenidas de la subestructura; del puente sin aislar y del puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 94

Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

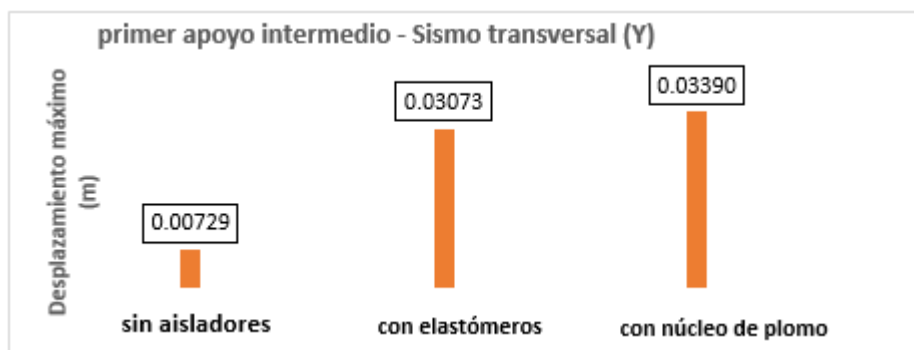


Figura N° 95

Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

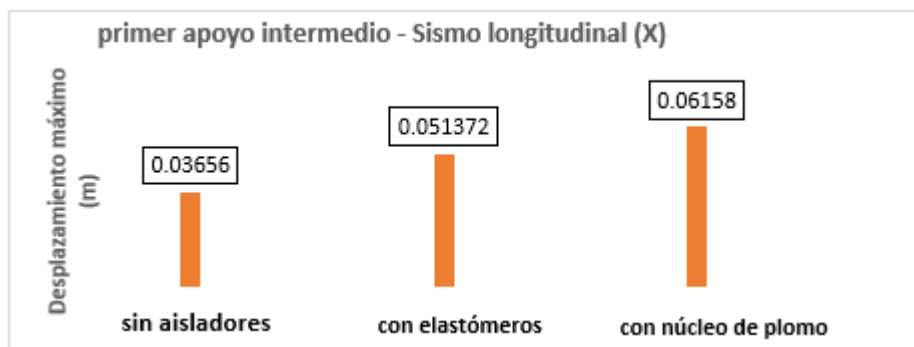


Figura N° 96

Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

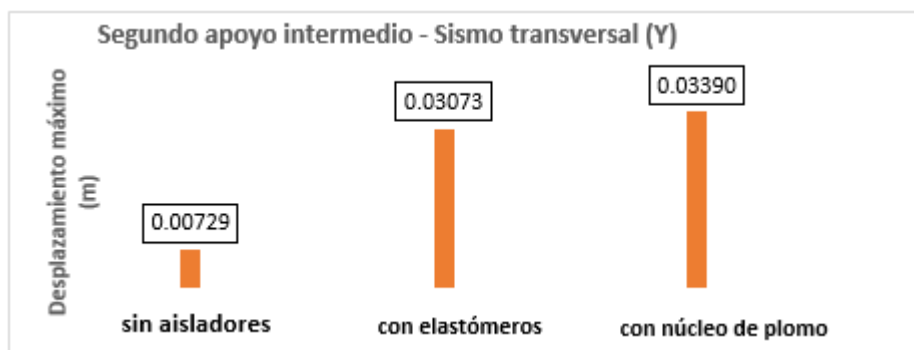
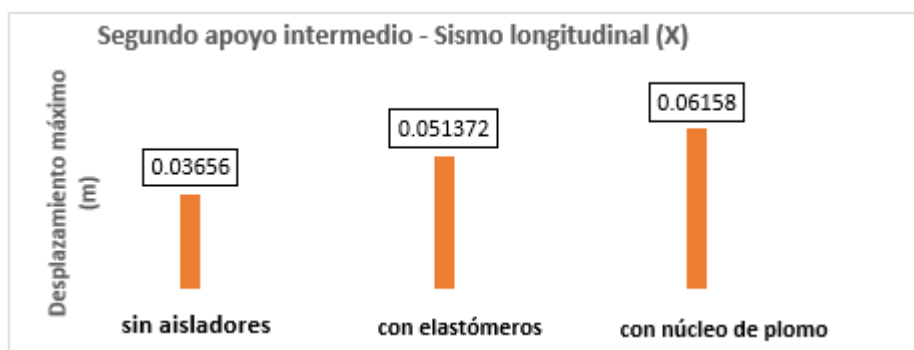


Figura N° 97

Comparación de los desplazamientos máximos en la subestructura, del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.5 Comparación de las fuerzas laterales máximas en los tres sistemas del puente continuo

- ✓ Comparación de las fuerzas laterales máximas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Tabla N° 83

Comparación de las Fuerzas Laterales Máximas del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Tn)	CON AISLADORES HDR (Tn)	CON AISLADORES NÚCLEO DE PLOMO (Tn)
Eje longitudinal (X)	10384.09	8751.28	1908.56
Eje transversal (Y)	10384.09	8751.28	2791.06

En las Figuras: N° 98 y N° 99, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 83, las variaciones de las fuerzas laterales máximas en el transversal (Y) y en el eje longitudinal (X); del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros y de núcleo de plomo.

Figura N° 98

Comparación de las fuerzas laterales máximas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

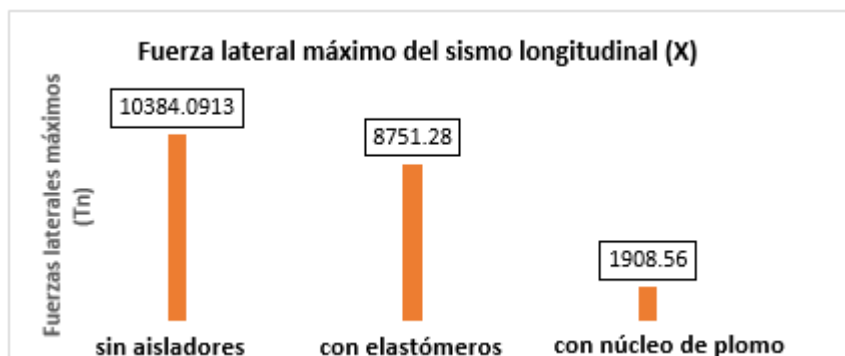
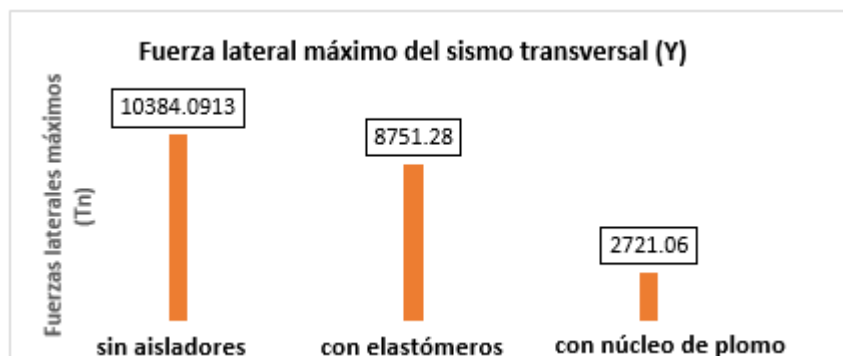


Figura N° 99

Comparación de las fuerzas laterales máximas del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.6 Comparación de los periodos máximos en los tres sistemas del puente

- ✓ Comparación de los periodos máximos del puente sin aislar con el puente con aisladores sísmicos elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Tabla N° 84

Comparación de los Periodos Máximos del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Seg)	CON AISLADORES ELASTÓMEROS (Seg)	CON AISLADORES NÚCLEO DE PLOMO (Seg)
Eje longitudinal (X)	0.37	1.78	4.093
Eje transversal (Y)	0.23	1.50	4.087

En las Figuras: N° 100 y N° 101, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 84, las variaciones de los periodos máximos en el transversal (Y) y en el eje longitudinal (X); del puente sin aisladores sísmicos y del puente con aisladores sísmicos elastómeros y de núcleo de plomo.

Figura N° 100

Comparación de los periodos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

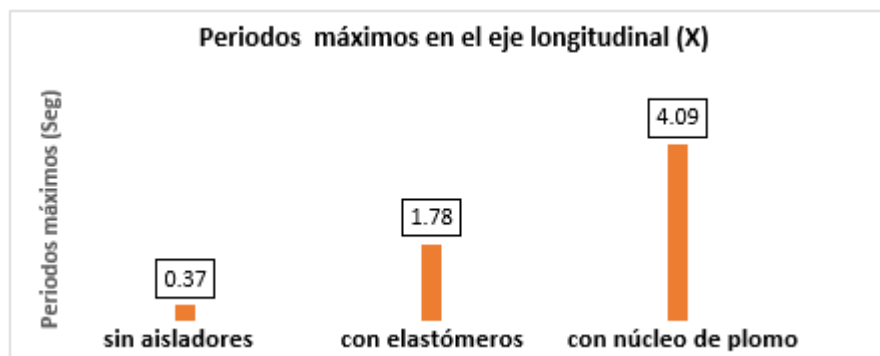
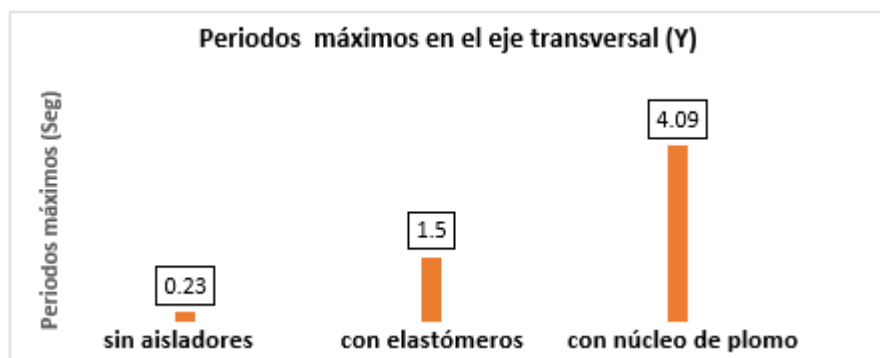


Figura N° 101

Comparación de los periodos máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.3.7 Comparación de las frecuencias máximos en los tres sistemas del puente

- ✓ Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aisladores sísmicos con el puente sísmicamente aislados con elastómeros y de núcleo de plomo.

Tabla N° 85

Comparación de las Frecuencias Máximos del Puente sin Aislar y del Puente con Aisladores Sísmicos Elastómeros y de Núcleo de Plomo.

DESCRPCIÓN	SIN AISLADORES (Ciclos/Seg)	CON ELASTÓMEROS (Ciclos/Seg)	CON NÚCLEO DE PLOMO (Ciclos/Seg)
Eje longitudinal (X)	2.69	0.56	0.244
Eje transversal (Y)	4.32	0.66	0.245

En las Figuras: N° 102 y N° 103, se comparan mediante gráficos la Tabla N° 85, las variaciones de las frecuencias máximos en el transversal (Y) y en el eje longitudinal (X); del puente sin aislar y del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y de núcleo de plomo (LRB).

Figura N° 102

Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).

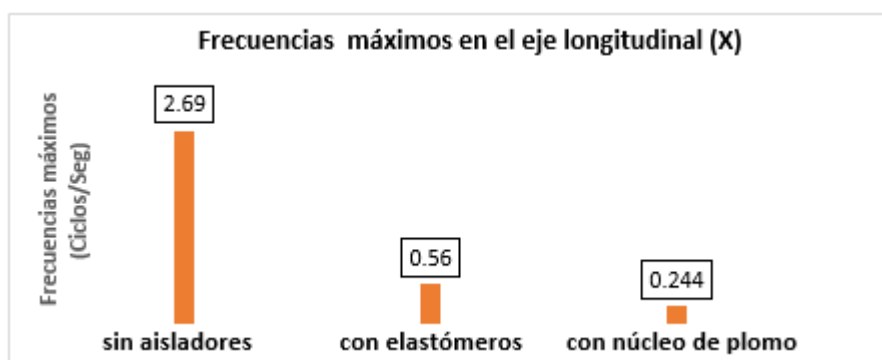
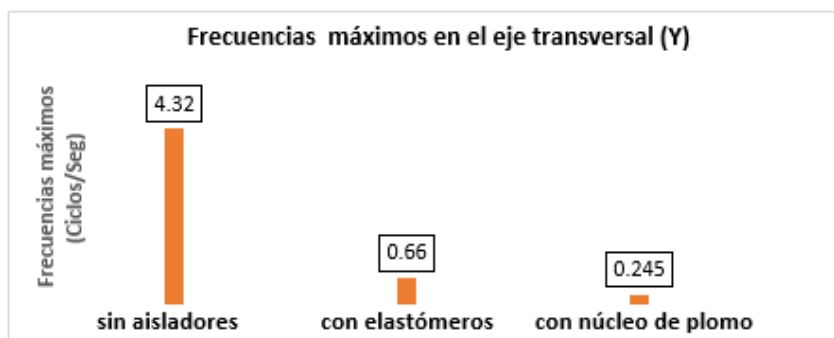


Figura N° 103

Comparación de las frecuencias máximos del puente sin aislar con el puente sísmicamente aislados con (HDR) y (LRB).



8.4 CUADRO DE RESUMEN GENERAL DE LAS COMPARACIONES EN PROMEDIO DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE CONTINUO

Tabla N° 86

Comparación en Promedio de las Respuestas Sísmicas del Puente sin Aislar con el Puente Sísmicamente Aislados con (HDR) y con (LRB)

RESUMEN GENERAL DE LAS COMPARACIONES EN PROMEDIO DE REDUCCIÓN Y AUMENTO DE LAS RESPUESTAS SÍSMICAS DEL PUENTE SIN AISLAR CON EL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON ELASTÓMEROS (HDR) Y NÚCLEO DE PLOMO (LRB)						
DESCRIPCIÓN	Comparación en promedio de la reducción y aumento de las respuestas máximos del puente sin aislar con el puente con sistema de aislación (HDR) y (LRB)					
Respuestas sísmicas máximos	Sin aislador con (HDR) en reducción %		Sin aislador con (LRB) en reducción %		(HDR) con (LRB) en reducción %	
Momentos transversales inf.	93		95		28	
Momentos longitudinales inf.	93		95		12	
Momentos transversales sup.	91		93		28	
Cortantes transversales	92		94		28	
Cortantes longitudinales	93		95		29	
Fuerzas axiales longitudinales inf.	22		22		01	
Fuerzas axiales transversales sup.	09		09		00	
Fuerzas Laterales longitudinales	16		82		78	
Fuerzas Laterales transversales	16		74		69	
Desplazamientos transversales máximos en la superestructura	1667	Aumento %	3165	Aumento %	85	Aumento %
Desplazamientos transversales máximos en subestructura	322	Aumento %	365	Aumento %	10	Aumento %
Desplazamientos longitudinales máximos en la superestructura	217	Aumento %	435	Aumento %	69	Aumento %
Desplazamientos longitudinales máximos en la subestructura	41	Aumento %	27	Reducción %	9	Reducción %
Periodos longitudinales	381	Aumento %	1006	Aumento %	130	Aumento %
Periodos transversales	552	Aumento %	1677	Aumento %	172	Aumento %

8.5 CUADRO DE RESUMEN DE LAS AREAS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS

Tabla N° 87

Resumen de Áreas de la Sección y Aceros de Refuerzo Longitudinal

DESCREPCIÓN	SIN AISLADORES SÍSMICOS (Cm ²)	CON AISLADORES SÍSMICOS (HDR) (Cm ²)	CON AISLADORES SÍSMICOS (LRB) (Cm ²)
Área de refuerzo (cm2)	996.32	111.54	91.26
Área de sección (cm2)	31415.93	5674.5	4417.86

8.6 CUADRO DE RESUMEN DE LAS COMPARACIONES DE AREAS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS

Tabla N° 88

Comparación de las Secciones y Aceros de Refuerzo Longitudinal

DESCRIPCIÓN	SIN AISLADORES CON (HDR) reducción %	SIN AISLADORES CON (LRB) reducción %	CON (HDR) CON (LRB) reducción %
Acero de refuerzo	89	91	18
Sección	82	86	22

8.7 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE LA SUPERESTRUCTURA Y DE LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE SÍSMICAMENTE AISLADOS CON (HDR) Y (LRB)

- ✓ En la Imagen: N° 66 y N° 67, se comparan los desplazamientos máximos del eje longitudinal (X); de la subestructura y de la superestructura del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB) respectivamente. Donde el color verde en la Imagen N° 66 representa el desplazamiento máximo de la superestructura y de color rojo en la Imagen N° 67 representa el desplazamiento máximo de la superestructura del puente continuo.

Imagen N° 66

Comparación de los desplazamientos máximos de la superestructura y de la subestructura en el segundo apoyo intermedio del sismo longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR).

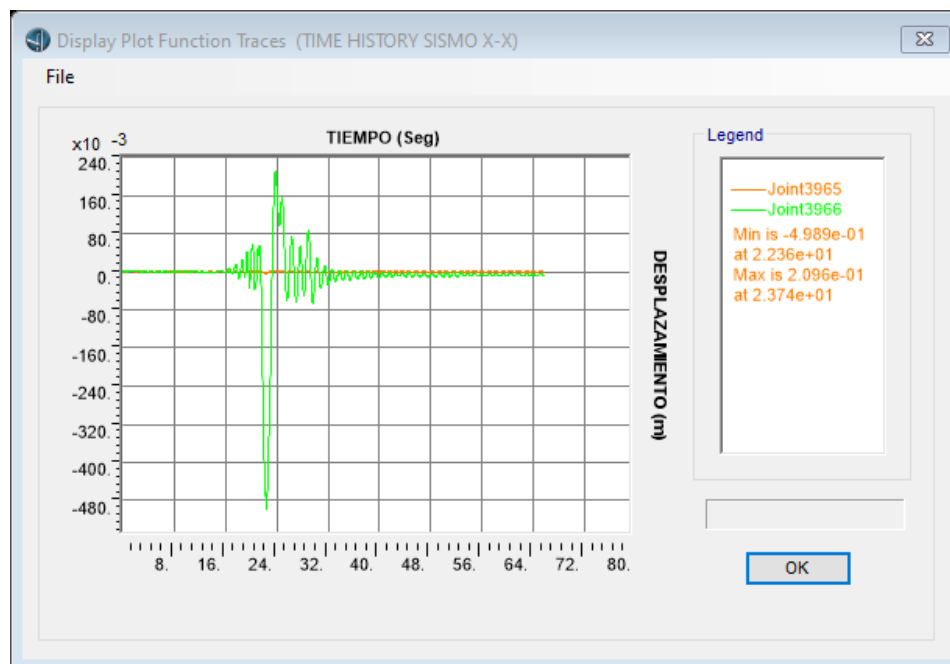
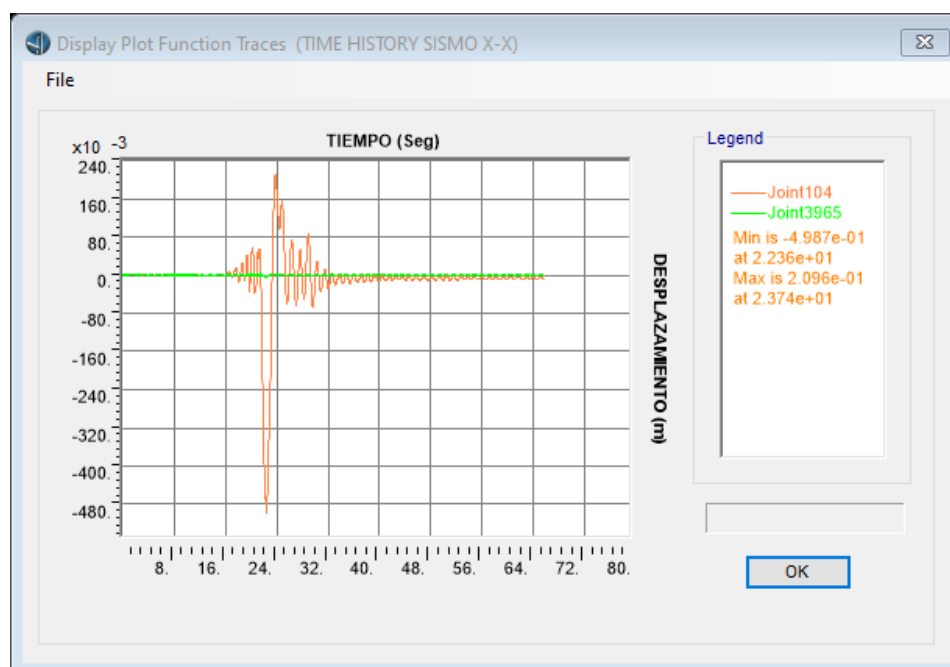


Imagen N° 67

Comparación de los desplazamientos máximos de la superestructura y de la subestructura en el segundo apoyo intermedio del sismo longitudinal (X) del puente sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB).



9 CONCLUSIONES

- ✓ Al incorporar el sistema de aislamiento sísmico elastómeros (HDR), en un puente continuo para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad Lima, los momentos máximos inferiores de las columnas en el eje longitudinal (X) en promedio se reducen en 93 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Al incorporar el sistema de aislamiento sísmico núcleo de plomo (LRB), en un puente continuo para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad Lima, los momentos máximos inferiores de las columnas en el eje longitudinal (X) se reducen en promedio en 95 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Al incorporar el sistema de aislamiento sísmico elastómeros (HDR) en un puente continuo para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad Lima los momentos máximos superiores en el eje longitudinal (X) se reducen en promedio a 91 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Al incorporar el sistema de aislamiento sísmico núcleo de plomo (LRB) en un puente continuo para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad Lima los momentos máximos superiores en el eje longitudinal (X) se reducen en un promedio de 94 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Las fuerzas cortantes máximos superiores de un puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado del eje transversal (Y) se reducen en un promedio de 92 % del mismo puente sin aislar.

- ✓ Las fuerzas cortantes máximos inferiores de un puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado del eje transversal (Y) se reducen en un promedio de 94 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Las fuerzas cortantes máximos de un puente continuo sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado del eje transversal (Y) se reducen en un promedio de 28 % del mismo puente sísmicamente aislados con elastómeros (HDR).
- ✓ Al implementar los aisladores sísmicos elastómeros (HDR), en el puente continuo en la ciudad de Lima las fuerzas cortantes máximos superiores del eje longitudinal (X) se reducen en promedio a 93 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Al implementar los aisladores sísmicos de núcleo de plomo (LRB), en el puente continuo en la ciudad de Lima las fuerzas cortantes máximos inferiores del eje longitudinal (X) se reducen en promedio a 95 % del mismo puente sin aislar.
- ✓ Los desplazamientos máximos en la parte superior de la superestructura en el eje longitudinal (X) del puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es en promedio a 217 % más que del mismo puente sin aislar.
- ✓ Los desplazamientos máximos en la parte superior de la superestructura en el eje longitudinal (X) del puente continuo sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB)

- para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es en promedio a 3165 % más que del mismo puente sin aislar.
- ✓ Los desplazamientos máximos en la parte superior de la superestructura en el eje longitudinal (X) del puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) y núcleo de plomo (LRB) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es mayor que los desplazamientos del mismo puente sin aislar. Debido a la propiedad que tienen los aisladores sísmicos de disipar energía mediante la deformación horizontal de los aisladores sísmicos.
 - ✓ Los desplazamientos máximos en la subestructura del puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) por debajo de los aisladores sísmicos (en la conexión) en el eje longitudinal (X) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es 41 % más que del mismo puente sin aislar.
 - ✓ Los desplazamientos máximos en promedio en la subestructura del puente continuo sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) por debajo de los aisladores sísmicos (en la conexión) en el eje longitudinal (X) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es en promedio a 27 % más que del mismo puente sin aislar.
 - ✓ En un puente continuo sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado los desplazamientos máximos en la subestructura por debajo de los aisladores sísmicos (en las conexiones) en el eje transversal (Y) es en promedio a 365 % más que del mismo puente sin aislar.

- ✓ En un puente continuo sísmicamente aislados con elastómeros (HDR) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado los desplazamientos máximos en la parte superior de la superestructura en el eje transversal (Y) es en promedio a 1667 % más que del mismo puente sin aislar.
- ✓ En un puente continuo sísmicamente aislados con núcleo de plomo (LRB) en la ciudad de Lima para un sismo máximo creíble esperado los desplazamientos máximos en la parte superior de la superestructura en el eje transversal (Y) es 3165 % más que del mismo puente sin aislar.
- ✓ El comportamiento estructural en el eje transversal (Y) del puente continuo sin aislar en la ciudad de Lima. Es un comportamiento de tipo lineal elástica. Los elementos estructurales (columnas) no se plastifican.
- ✓ El comportamiento estructural en el eje longitudinal (X) del puente continuo sin aislar. Es un comportamiento de tipo lineal elástica e inelástico. En este caso algunos de los elementos estructurales (columnas) se plastifican y tienen una deformación permanente debido a las fuerzas sísmicas.
- ✓ El comportamiento estructural del puente continuo sísmicamente aislada con elastómeros (HDR) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es de tipo no lineal inelástica en las dos direcciones en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Los elementos estructurales (columnas) se plastifican e ingresan en el rango no lineal inelástico con una deformación permanente debido a la acción de las fuerzas sísmicas.

- ✓ El comportamiento estructural del puente continuo sísmicamente aislada con núcleo de plomo (LRB) para un sismo máximo creíble esperado en la ciudad de Lima es de tipo no lineal inelástica en las dos direcciones en el eje longitudinal (X) y en el eje transversal (Y). Los elementos estructurales (columnas) se plastifican e ingresan en el rango no lineal inelástico con una deformación permanente debido a la acción de las fuerzas sísmicas.

10 RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda incorporación de los aisladores sísmicos para los puentes continuos de concreto presforzado postensado, porque aumentan los periodos, en consecuencia, tendrá mayor seguridad y mejor comportamiento estructural ante la ocurrencia de un sismo máximo creíble esperado.
- ✓ Se recomienda implementar los aisladores sísmicos para los puentes continuos de concreto presforzado postensado, porque reducen los materiales en secciones y aceros de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas del puente.
- ✓ Se recomienda realizar el método del análisis estático no lineal PUSHOVER, para el análisis y diseño sísmico de puentes continuos, que se ubican en zona 4 y en categoría de diseño sísmico “D”; porque este método de análisis en el diseño sísmico de puentes continuos, permite visualizar de manera directa, detallada y gráficamente los valores de la demanda y los valores de capacidad de los elementos estructurales del puente, y esto a su vez permite diseñar con certeza y con mayor seguridad a los elementos estructurales del puente continuo.
- ✓ Se recomienda realizar un diseño sísmico inelástico a los componentes estructurales del puente que son las columnas, de modo que estos elementos, pueden llegar a plastificar en el rango inelástico; pues si no llega la capacidad estructural suficiente, se presentaría una falla prematura; entonces la implementación de los aisladores sísmicos sería innecesaria, porque los aisladores sísmicos no cumplirían su función de disipar la energía del sismo.

- ✓ Recomiendo, en todo proceso de modelamiento y en asignación de valores correspondientes en el programa SCIBRIDGE, tener bastante cuidado. Saber lo que se está haciendo e introduciendo valores para el diseño sísmico de puentes continuos. Porque una mala aplicación en la asignación de valores en el programa generaría respuestas incorrectas.
- ✓ Se recomienda por lo menos realizar un análisis de tiempo historia (TIME HISTORY) en el análisis y diseño sísmico de puentes continuos sísmicamente aislados, para verificar el desplazamiento del sistema de aislación.
- ✓ Recomiendo, si diseña aisladores sísmicos usar los catálogos de la marca del fabricante que lo va requerir el aislador sísmico.
- ✓ Se recomienda usar los valores de las cargas sísmicos realistas del lugar para cada zona en específico para el diseño sísmico de puentes continuos sea sin aisladores o con aisladores sísmicos.
- ✓ Se recomienda realizar un diseño inelástico en puentes continuos; porque un diseño elástico es muy costoso, excepto en un puente más crítico.
- ✓ Se recomienda usar otros modelos de las secciones en las columnas cuando el caso no cumpliera para un modelo inelástico o dúctil en un diseño sísmico de puentes continuos.

11 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ✓ Alejandro Ospina Trujillo (2012). Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado. Trabajo de investigación del programa de maestría en ingeniería de ingeniero civil. Universidad EAFIT Medellín. Colombia Bogotá.

- ✓ AASHTO-LRFD-2010-Bridge-Design-Specifications

- ✓ AASHTO-LRFD-2012-Bridge-Design-Specifications

- ✓ AASHTO-LRFD-2014-Bridge-Design-Specifications

- ✓ ASCE/SEI/7/10. (American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures).

- ✓ ASCE/SEI/7/16. (American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures).

- ✓ Ampuero Rodríguez Paúl Francisco (2018). Respuesta sísmica en puentes continuos de concreto armado mediante el uso de aisladores sísmicos. Universidad Católica de Santa María. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Arequipa - Perú.

- ✓ Bridge Design Manual (LRFD) Washington State Department of Transportation (WSDOT) (2014) EE.UU.

- ✓ Byron Armando Guaygua Quillupangui (2015). Análisis experimental y analítico de aisladores elastoméricos. Tesis para optar Título de ingeniero civil. Universidad Central del Ecuador. Quito Ecuador.
- ✓ CSiBridge Bridge Superstructure Design AASHTO (2014), EE.UU.
- ✓ Chancha Calderón, Julio César, (2018). Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado. Universidad Nacional de Huancavelica. Tesis para optar el Título profesional de Ingeniería Civil. Huancavelica Perú.
- ✓ Cesar Isidoro Vargas Bejarano, (2017). Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos. Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil. Lima Perú.
- ✓ Constante C., Junía T., López CH. (2012) Diseño de Vigas Postensadas lanzadas en celosía. Universidad Central del Ecuador. Tesis para optar Título de ingeniero civil. Ecuador.
- ✓ Comina Parra Willington Fabricio, Macas Palacios Jorge Antonio, (2017). Diseño y construcción de un aislador sísmico de base elastomérico, para una edificación tipo I, de tres niveles y 16 vanos, ubicada en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha. Tesis para optar Título de ingeniero civil. Universidad Central del Ecuador.
- ✓ Diego Alonso Chacón Calvo, (2017), Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes viga simple de acero con uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo. Tesis para optar Título de ingeniero civil. Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción. Costa Rica.

- ✓ Eleany Julieta Carreño Gutiérrez, (2000). Análisis del espectro de respuesta dinámica en superficie para el “nuevo puente honda”, mediante la comparación de los requerimientos de la norma AASHTO LRFD 12 bridge y eurocódigo 8 seismic design of buildings. Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá.
- ✓ Eduardo R., Mario E., Rafael B. Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas (ANIPPAC). México.
- ✓ Eduardo Francisco Arellano Meza (2008) Análisis, diseño y comparación estructural y económica de puentes en concreto presforzado con sistemas de aislamiento sísmico. Tesis para optar el Título de ingeniero civil. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima Perú.
- ✓ Espinoza Ortiz Carolina Estefanía (2014). Aislación sísmica para puentes: comparación entre el uso de apoyos elastoméricos (neoprenos) con respecto al uso de apoyos de péndulo friccionante (fps). Tesis para optar el Título de ingeniero civil. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Guayaquil Ecuador.
- ✓ Felipe de J. (2005). Temas fundamentales de concreto presforzado IMCYC Instituto Mexicana de Cemento y de Concreto A.C. México.
- ✓ Fernando Ramírez Reyes. (2016), Evaluación experimental de la capacidad de aislamiento sísmico de los apoyos convencionales de neopreno de un puente vehicular. Tesis para optar. Título de ingeniero civil. Universidad Autónoma del Estado de México U.A.E.M, México.
- ✓ Guillermo Felipe González Rodríguez, (2008), Análisis no-lineal del puente amolanas usando registros sísmicos de aceleración y desplazamiento. Tesis para optar. Título de ingeniero civil. Universidad de Chile, Santiago de Chile.

- ✓ Javier Alejandro Danna (2017), Tesis: Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Universidad Nacional de Tucumán. San Miguel de Tucumán.
- ✓ Fonseca Briceño, R. M., & Linares Sánchez, Ó. E. (2015). Diseño de un puente con vigas prefabricadas.
- ✓ José Eriván Barradas Hernández (2008), en la Tesis Método simplificado de evaluación sísmica del desempeño estructural de puentes de concreto reforzado basado en desplazamientos. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- ✓ José Alberto Acero Martínez. (2004), Tesis: Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis. Tesis para optar. El grado académico de Magíster en Ingeniería Civil. Universidad la Católica del Perú, Lima Perú.
- ✓ Jorge Cabanillas 2019. Diseño sísmico de puentes.
- ✓ Juan Carlos Díaz Barriga Rivera. (2011). Tesis: Revisión de diferentes métodos de diseño sísmico de puentes de concreto reforzado basado en desplazamiento. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- ✓ José J. Jara (1994). Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores. Universidad de Michoacana de San Nicolas de Hidalgo. México.
- ✓ LRFD BRIDGE DESIGN DECEMBER (2017) MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION Bridge Office. EE. UU.
- ✓ Laura Tatiana León Joya (2016). Disipadores y aisladores sísmicos, modelo de puente vehicular con disipador y sin disipador de energía, comparación de la respuesta sísmica.

- Tesis para optar. Título de ingeniero civil. Universidad Católica de Colombia, Bogotá Colombia.
- ✓ Leocadio Rico Pradilla (2012). Uso de aisladores en base de puentes de concreto simplemente apoyados. Tesis para optar Magister en ingeniería civil. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga Colombia.
 - ✓ Luis Orlando Méndez C. (2003). Vulnerabilidad sísmica y diseño estructural de puentes típicos: Una revisión sistemática utilizando registros de los sismos ocurridos en 1986 y 2001 en el Salvador. Para optar al Título de: Ingeniero civil, Universidad de el Salvador ciudad universitaria, Salvador.
 - ✓ Manual de Diseño de Puentes M.T.C. (2019). Ministerio de Transportes y Comunicación. Lima Perú.
 - ✓ Manual de Diseño de Puentes M.T.C. (2016). Ministerio de Transportes y Comunicación. Lima Perú.
 - ✓ Manual de Diseño de Puentes M.T.C. (2003) Ministerio de Transportes y Comunicación Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Lima Perú.
 - ✓ Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas ANIPPAC.
 - ✓ Manuel Lincoln Minchán Pajares. (2016). Comparación de la respuesta sísmica de puentes viga – losa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca. Tesis para optar Título de Maestría en ciencias mención ingeniería civil. Universidad de Cajamarca, Cajamarca Perú.

- ✓ María Luiza Nancu Nancu (S/F) Análisis de la Respuesta Sísmica de Puentes de Hormigón Pretensado construidos por Voladizos Sucesivos. Tesis para optar Título de ingeniero civil. Escuela Técnica Superior de Ingeniería Universidad de Sevilla, Andalucía España.
- ✓ Norma Técnica aislamiento sísmico E031 Perú 2018.
- ✓ Proyecto de Norma Técnica aislamiento sísmico E031 Perú 2018.
- ✓ Paola E. (2010). Apoyo Didáctico en la Asignatura de puentes civ 312 texto Estudiante. Tesis Para Optar al Diploma Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad Mayor de San Simón Cochabamba – Bolivia.
- ✓ Arturo Rodríguez S. (2016). Puentes Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition) Trujillo-Perú.
- ✓ Sueldo Tovar, L. E., Pérez, O., & Antonio, M. (2017). Diseño estructural de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate.
- ✓ Teresita Solís Marín. (2010). Determinación de la respuesta sísmica de puentes segados de un solo claro y con apoyos parcialmente restringidos. Tesis Para optar Licenciatura en ingeniería civil. Universidad de Costa Rica. Costa Rica.
- ✓ U.S. Departamento of Transportation Federal Highway Administration Post-Tensioned
- ✓ Valencia Vasconez Jairo David. (2012). Análisis del método modal PUSHOVER y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el Cantón del Ambato. Tesis para optar. Título de ingeniero civil. Universidad Tecnica de Ambato, Ambato - Ecuador.

- ✓ Vargas B. Jara T. (2015). Análisis y diseño comparativo en la aplicación de concreto reforzado y concreto presforzado – postensado para la construcción del puente quebrada Honda en el distrito de Yarabamba-Arequipa. Tesis para optar. Título de ingeniero civil. Universidad Católica de Santa María, Arequipa- Perú.

- ✓ Verónica del R. (2014). Alternativas de Diseño de un puente sobre el río Pita para mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la av. Ilaló, sector del valle de los Chillos, provincia de Pichincha. Para optar Título de ingeniero civil. Universidad Técnica de Ambato.

- ✓ sitios web:

<https://civilgeeks.com/2011/09/27/resistencia-vs-rigidez/>

<https://seismic06g.wordpress.com/2013/04/28/disenio-sismico-de-puentes-por-capacidad-7/>

