

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



TESIS

**“ANÁLISIS SÍSMICO DE UN VIADUCTO ELEVADO DE LA LÍNEA 1 DEL
TREN ELÉCTRICO USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE
CAPACIDAD”**

PARA OBTENERE EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO

ASESOR

Dr. RAFAEL SALINAS BASUALDO

Lima- Perú

2022

©2022, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Pérez Guerrero, Cristhian Joel
cperezg@uni.pe

INDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT	6
PRÓLOGO.....	8
LISTA DE TABLAS.....	9
LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS.....	16
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	20
1.1. GENERALIDADES	20
1.2. PROBLEMÁTICA	21
1.3. OBJETIVOS.....	21
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	21
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.4. HIPÓTESIS	22
CAPÍTULO II: MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	23
2.1 ANÁLISIS SÍSMICO CON MÉTODOS NO LINEALES	23
2.2 ANÁLISIS NO LINEAL.....	23
2.2.1 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL	23
2.2.2 OPCIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL	24
2.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES DE CAPACIDAD.....	25
2.3.1 CONCEPTO DE DUCTILIDAD Y TIPOS DE DUCTILIDAD.....	25
2.3.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DE LOS MIEMBROS DÚCTILES DE CONCRETO	26
2.3.2.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DEL MIEMBRO LOCAL.....	26
2.3.2.2 CAPACIDAD DE LA DUCTILIDAD DEL DESPLAZAMIENTO DEL MIEMBRO LOCAL	28
2.3.3 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA.....	28
2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPONENTES DEL CONCRETO..	30
2.4.1 CONCRETO NO CONFINADO.....	30
2.4.2 CONCRETO CONFINADO	31
2.4.3 ACERO DE REFUERZO	38
2.5 CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS NO LINEAL EN VIADUCTOS	40
2.5.1 MODELAMIENTO DE COLUMNAS	40
2.5.1.1 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE COLUMNAS	41
2.5.1.2 LONGITUD EQUIVALENTE DE ROTULA PLÁSTICA.....	42
2.5.2 EFECTO P- Δ	43

2.6	ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA	44
2.6.1	MÉTODOS DE SOLUCIÓN	45
2.6.1.1	MÉTODOS DE LA FAMILIA NEWMARK	45
2.6.2	REGISTROS SÍSMICOS	46
2.6.3	ESCALAMIENTO DE REGISTROS DE ACELERACIÓN	47
	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO	49
3.1	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	49
3.2	CURVA DE CAPACIDAD	49
3.2.1	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER	50
3.2.2	CASOS DE CARGA “PUSHOVER”	52
3.2.3	PATRÓN DE FUERZA “PUSHOVER”	52
3.2.4	VALOR DE DESPLAZAMIENTO LIMITANTE	54
3.3	ESPECTRO DE CAPACIDAD	55
3.4	CURVA DE DEMANDA	56
3.5	ESPECTRO DE DEMANDA	60
3.6	PUNTO DE DESEMPEÑO	61
	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	70
4.1	DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO	70
4.1.1	DEFINICIONES PARA EL VIADUCTO	70
4.1.2	UBICACIÓN	70
4.1.3	GEOMETRÍA DEL VIADUCTO MU2	71
4.1.4	PROPIEDADES Y GEOMETRÍA DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES EN EL VIADUCTO MU2	72
4.2	CONCEPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO	77
4.3	ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL	79
4.3.1	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL	79
4.3.1.1	PESO DEL VIADUCTO	79
4.3.1.2	PARÁMETROS DEL ANÁLISIS MODAL	79
4.3.2	PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN	79
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	82
4.4.1	NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES	82
4.4.1.1	CONCRETO	82
4.4.1.2	ACERO	86
4.4.1.3	DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	86
4.4.2	RÓTULAS PLÁSTICAS	87
4.4.3	DESPLAZAMIENTO LÍMITE	89

4.4.3.1.	DESPLAZAMIENTO LIMITE – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	89
4.4.3.2.	DESPLAZAMIENTO LIMITE – DIRECCIÓN LONGITUDINAL	90
4.4.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – “PUSHOVER”	91
4.4.4.1.	PATRÓN DE FUERZAS	91
4.4.4.2.	CURVA DE CAPACIDAD	93
4.5	ESPECTRO DE CAPACIDAD	94
4.6	CURVA DE DEMANDA.....	95
4.6.1.	ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO	95
4.7	ESPECTRO DE DEMANDA.....	97
4.8	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	98
4.8.1.	PUNTO DE DESEMPEÑO – DIRECCIÓN TRANSVERSAL	98
4.8.2.	PUNTO DE DESEMPEÑO – DIRECCIÓN LONGITUDINAL	99
CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO – HISTORIA NO LINEAL.....		101
5.1	REGISTRO DE ACELERACIÓN	101
5.2	ESCALAMIENTO DE REGISTROS DE ACELERACIÓN	105
5.3	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL.....	108
5.3.1.	RESULTADO DE ANÁLISIS	109
5.3.1.1.	RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL	109
5.3.1.2.	RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL	111
5.3.1.3.	RESUMEN DE LOS RESULTADOS FINALES	112
CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....		113
6.1	COMPARACIÓN Y VALIDACIÓN	113
CONCLUSIONES.....		116
RECOMENDACIONES.....		118
BIBLIOGRAFÍA.....		119
ANEXOS.....		121

RESUMEN

En los últimos tiempos la infraestructura en el ámbito del transporte en el Perú está creciendo a gran escala, lo cual se puede apreciar de forma más evidente en las ciudades más grandes del país, principalmente en Lima, donde viaductos y líneas subterráneas están siendo construidos con la finalidad de resolver el problema de transporte urbano.

Los viaductos son vías elevadas, proyectadas en forma de puentes continuos y largos, apoyados en columnas o pilares que los dividen en varios vanos. Estos pilares generalmente son bastante altos debido a que el objetivo primordial de los viaductos es conectar dos puntos cruzando por encima de obstáculos, tales como autopistas, avenidas, ríos, etc.

El análisis y diseño sísmico de este tipo de estructuras es fundamental para asegurar la rentabilidad social de la inversión, pero sobre todo para salvaguardar las vidas humanas que se podrían perder en una eventual falla y colapso del viaducto debido a un movimiento sísmico.

Por tanto, el motivo principal de la tesis es observar la utilidad del método del espectro de capacidad para realizar un análisis sísmico no lineal en viaductos.

En ese sentido, la presente investigación se divide en 6 capítulos. El primer capítulo presenta los alcances de la investigación, las referencias principales que describen el método del espectro de capacidad, así como los objetivos de la tesis.

El segundo capítulo trata sobre los fundamentos teóricos necesarios para entender el análisis no lineal.

El tercer capítulo presenta el método de espectro de capacidad, donde se describe los lineamientos y procedimientos a seguir para aplicar el método en viaductos.

El cuarto capítulo muestra la aplicación del método de espectro de capacidad para el análisis sísmico en un modelo tridimensional de un viaducto existente, para lo cual se describe la geométrica, materiales de los componentes estructurales, cargas y las condiciones de sitio.

El quinto capítulo se presenta el análisis dinámico no lineal del viaducto en estudio (análisis tiempo historia), con las mismas condiciones de sitio y características geométricas. De manera complementaria se muestra el procedimiento para escalar los registros de aceleración y las características para poder ser utilizados en el análisis sísmico.

En el sexto capítulo, se describe la comparación de los resultados del método del espectro de capacidad y el análisis dinámico no lineal (tiempo historia). Se comparan los desplazamientos máximos y se calculan las ductilidades para la columna que tienen un mayor comportamiento resultante por la demanda sísmica.

Finalmente se listan las conclusiones y recomendaciones que derivan de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores.

Palabras claves: Método del espectro de capacidad, viaducto continuo de varios tramos, análisis no lineal, análisis pushover, análisis dinámico no lineal.

ABSTRACT

In recent times, the infrastructure in the field of transport in Peru is growing on a large scale, which can be seen more clearly in the largest cities of the country, mainly in Lima, where viaducts and underground lines are being built with the purpose of solving the urban transport problem.

Viaducts are elevated routes, designed in the form of long, continuous bridges, supported by columns or pillars that divide them into several spans. These pillars are generally quite tall because the primary objective of viaducts is to connect two points by crossing over obstacles, such as highways, avenues, rivers, etc.

The seismic analysis and design of this type of structure is essential to ensure the social profitability of the investment, but above all to safeguard human lives that could be lost in an eventual failure and collapse of the viaduct due to a seismic movement.

Therefore, the main reason for the thesis is to observe the usefulness of the capacity spectrum method to perform a non-linear seismic analysis in viaducts.

In this sense, this research is divided into 6 chapters. The first chapter presents the scope of the research, the main references that describe the capacity spectrum method, as well as the objectives of the thesis.

The second chapter deals with the theoretical foundations necessary to understand nonlinear analysis.

The third chapter presents the capacity spectrum method, where the guidelines and procedures to be followed to apply the method in viaducts are described.

The fourth chapter shows the application of the capacity spectrum method for seismic analysis in a three-dimensional model of an existing viaduct, for which the geometry, materials of the structural components, loads and site conditions are described.

The fifth chapter presents the non-linear dynamic analysis of the viaduct under study (time-history analysis), with the same site conditions and geometric characteristics. In a complementary way, the procedure to scale the acceleration records and the characteristics to be used in the seismic analysis is shown.

In the sixth chapter, the comparison of the results of the capacity spectrum method and nonlinear dynamic analysis (time history) is described. The maximum displacements are compared and the ductilities for the column that have a higher behavior resulting from the seismic demand are calculated.

Finally, the conclusions and recommendations derived from the results obtained in the previous chapters are listed.

Keywords: Capacity spectrum method, continuous multi-span viaduct, nonlinear analysis, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis.

PRÓLOGO

El trabajo desarrollado por Cristhian Pérez Guerrero aborda el empleo de dos métodos de análisis no lineal de estructuras para comparar los resultados obtenidos en el análisis de una estructura de viaducto de concreto armado por dos métodos, el método tiempo – historia y el método del espectro de capacidad, para enfatizar en el empleo del segundo método como uno en el que se obtienen resultados comparables con los del primer método, al que se añade la ventaja conocida de un costo computacional menor. El método del espectro de capacidad emplea el análisis estático no lineal (pushover), que es una herramienta analítica usada para la evaluación del comportamiento de las estructuras en el intervalo inelástico y la identificación de los mecanismos de falla con la ubicación de las secciones estructurales que alcanzan su resistencia máxima, para comparar la capacidad de la estructura con la demanda impuesta por un sismo de diseño.

El caso de estudio es el denominado Viaducto MU2 de la Línea 1 del Tren Eléctrico Av. Grau – San Juan de Lurigancho. Esta es una estructura de concreto armado con pilares de sección semicircular y tablero. Los resultados de la presente investigación muestran la concordancia entre los resultados del análisis estático no lineal y el dinámico no lineal. Se muestra en este caso de análisis, como era de esperarse, que el análisis tiempo historia no lineal proporcionó resultados más detallados, tales como la historia de los esfuerzos en los elementos y las deformaciones a través del tiempo. Sin embargo, los valores máximos del análisis por el método de espectro de capacidad son cercanos a aquellos obtenidos por el procedimiento tiempo-historia, además se muestra el desempeño de la estructura en un esquema práctico y de interpretación rápida.

La Tesis Profesional del Sr. Pérez Guerrero muestra la viabilidad de aplicar el método del espectro de capacidad para estimar el comportamiento de estructuras tipo viaducto cuando incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, en un caso de la importancia de un viaducto de la Línea 1 del Tren Eléctrico de Lima. Se alienta el uso de esta metodología para la evaluación de esta clase de estructuras en proyectos similares de alcance regional.

Dr. Rafael R. Salinas Basualdo
Asesor de la Tesis

LISTA DE TABLAS

TABLA N° 2.1: RESUMEN DE LOS MÉTODOS DE LA FAMILIA DE NEWMARK MODIFICADOS POR EL FACTOR δ	46
TABLA N° 3.1: COEFICIENTES DE SITIO F_{PGA} Y F_A	59
TABLA N° 3.2: COEFICIENTES DE SITIO F_V	59
TABLA N° 3.3: DEFINICIÓN CLASE DE SITIO.....	60
TABLA N° 3.4: VALORES DEL FACTOR K, PARA MODIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO	67
TABLA N° 3.5: TIPO DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	68
TABLA N° 3.6: VALORES MÍNIMOS PERMITIDOS PARA LOS FACTORES DE REDUCCIÓN ESPECTRAL.....	68
TABLA N° 4.1: NUMERO DE MÓDULOS EN EL TRAMO “U”.....	71
TABLA N° 4.2: TABLA DE COORDENADAS DEL VIADUCTO MU2.....	71
TABLA N° 4.3: TABLA DE DIMENSIONES DE COLUMNAS DEL VIADUCTO MU2.....	75
TABLA N° 4.4: TABLA DE CARGAS MUERTAS O PERMANENTES.....	78
TABLA N° 4.5: RESUMEN DE LOS MODOS Y PERIODOS DEL VIADUCTO.....	80
TABLA N° 4.6: CARGA AXIAL (P_{col}) POR COLUMNA CONSIDERADO PARA EL ANÁLISIS M- ϕ	87
TABLA N° 4.7: CALCULO DE LA LONGITUD PLÁSTICA PARA CADA COLUMNA DEL VIADUCTO.....	88
TABLA N° 4.8: RESUMEN DE VALORES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS M- ϕ - DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	89
TABLA N° 4.9: RESUMEN DE CÁLCULOS PARA LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LOCAL - DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	90
TABLA N° 4.10: RESUMEN DE VALORES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS M- ϕ - DIRECCIÓN LONGITUDINAL.....	90
TABLA N° 4.11: RESUMEN DE CÁLCULOS PARA LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LOCAL - DIRECCIÓN LONGITUDINAL.....	91
TABLA N° 4.12: RESUMEN DE CÁLCULOS PARA OBTENER EL PATRÓN DE FUERZAS PUSHOVER.....	92
TABLA N° 4.13: VALORES DE PGA , S_s Y S_1 PARA SUELO TIPO C (PERIODO DE RETORNO 1000 AÑOS).....	96

TABLA N° 4.14: FACTORES DE SITIO Y PARÁMETROS SÍSMICOS - CÓDIGO AASTHO LRFD.....	96
TABLA N° 4.15: FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	98
TABLA N° 4.16: RESUMEN DE RESULTADOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL VIADUCTO – DIRECCIÓN TRANSVERSAL	99
TABLA N° 4.17: FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA – DIRECCIÓN LONGITUDINAL.....	99
TABLA N° 4.18: RESUMEN DE RESULTADOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL VIADUCTO – DIRECCIÓN LONGITUDINAL	100
TABLA N° 5.1: INFORMACIÓN GENERAL DE LOS REGISTROS DE ACELERACIONES ...	101
TABLA N° 5.2: FACTOR DE ESCALA PARA CADA REGISTRO DE ACELERACIÓN POR EL MÉTODO FEMA 450 / ASCE 7-05	107
TABLA N° 5.3: RESUMEN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL EN EL VIADUCTO, TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9.....	112
TABLA N° 6.1: RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS, PARA EL TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9	113
TABLA N° 6.2: CALCULO DE LA DUCTILIDAD DE DEMANDA MÁXIMA PARA EL TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9 – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	114
TABLA N° 6.3: CALCULO DE LA DUCTILIDAD DE DEMANDA MÁXIMA PARA EL TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9 – DIRECCIÓN LONGITUDINAL	114
TABLA N° 6.4: COMPARACIÓN DE CAPACIDAD DE DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO LOCAL VERSUS LA DUCTILIDAD DE DEMANDA	115

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N° 2.1: ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS NO LINEAL.	24
FIGURA N° 2.2: CAPACIDAD DEL DESPLAZAMIENTO LOCAL PARA COLUMNA EN VOLADIZO	26
FIGURA N° 2.3: CAPACIDAD DEL DESPLAZAMIENTO LOCAL PARA UNA COLUMNA FIJA EN SUS DOS EXTREMOS	27
FIGURA N° 2.4: RELACIÓN MOMENTO CURVATURA.....	29
FIGURA N° 2.5: IDEALIZACIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA PARA UN ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO.	30
FIGURA N° 2.6: CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO CONFINADO Y SIN CONFINAR	32
FIGURA N° 2.7: MODELO – CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO EN COMPRESIÓN (MANDER, PRIESTLEY, & PARK, 1988).....	33
FIGURA N° 2.8: NÚCLEO CONFINADO EFECTIVAMENTE POR ESTRIBO DE REFUERZO CIRCULAR.....	34
FIGURA N° 2.9: NÚCLEO CONFINADO EFECTIVAMENTE POR ESTRIBO DE REFUERZO RECTANGULAR.....	34
FIGURA N° 2.10: CONFINAMIENTO DE CONCRETO POR ESTRIBO CIRCULAR Y RECTANGULAR.....	36
FIGURA N° 2.11: RELACIÓN DE ESFUERZOS PARA CONCRETO CONFINADO Y SIN CONFINAR (J.B, PRIESTLEY M. Y PARK R., 1988).....	38
FIGURA N° 2.12: CURVA DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	39
FIGURA N° 2.13: ESFUERZO EFECTIVO ULTIMO DE DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO.....	39
FIGURA N° 2.14: UBICACIÓN DE NODO SUPERIOR DE LA COLUMNA Y SUPERESTRUCTURA.....	40
FIGURA N° 2.15: DEFORMACIÓN DE CAPACIDAD LOCAL DE UNA COLUMNA EN VOLADIZO	41
FIGURA N° 2.16: POSIBLE UBICACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN LA COLUMNA	42
FIGURA N° 2.17: IDEALIZACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA COLUMNA EN UN VIADUCTO	43
FIGURA N° 2.18: EFECTO P- Δ EN LA COLUMNA DEL VIADUCTO.....	44

FIGURA N° 3.1: CURVA DE CAPACIDAD DE UNA ESTRUCTURA (CORTANTE BASAL - DESPLAZAMIENTO)	50
FIGURA N° 3.2: FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO (ESTADOS LÍMITES, FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS).	51
FIGURA N° 3.3: FUERZA – DEFORMACIÓN (P-D) O MOMENTO – ROTACIÓN (M- θ , RELACIÓN PARA LA ROTULAS PUSHOVER	52
FIGURA N° 3.4: MASA TRIBUTARIA DEL VIADUCTO PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER	53
FIGURA N° 3.5: PATRÓN DE FUERZAS PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER	54
FIGURA N° 3.6: TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN FORMATO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	55
FIGURA N° 3.7: DISEÑO DE ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO (FUENTE: AASTHO, 2017)	57
FIGURA N° 3.8: TRANSFORMACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO AL ESPECTRO DE DEMANDA	61
FIGURA N° 3.9: UBICACIÓN DEL PUNTO INICIAL DE PRUEBA (PUNTO ASUMIDO) – PUNTO DE DESEMPEÑO	63
FIGURA N° 3.10: REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD POR EL CRITERIO DE IGUALDAD DE ENERGÍA DISIPADA.....	64
FIGURA N° 3.11: DERIVACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO POR LA REDUCCIÓN ESPECTRAL	65
FIGURA N° 3.12: DERIVACIÓN DE ENERGÍA DISIPADA POR EL AMORTIGUAMIENTO, ED	66
FIGURA N° 3.13: ACEPTACIÓN DEL PUNTO DE DESPEÑO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	69
FIGURA N° 4.1: UBICACIÓN DEL TRAMO "U" DE LA LÍNEA 1 DEL METRO DE LIMA.	70
FIGURA N° 4.2: VISTA EN PLANTA DEL VIADUCTO ELEVADO MU2	72
FIGURA N° 4.3: ELEVACIÓN LONGITUDINAL DEL VIADUCTO ELEVADO MU2.....	72
FIGURA N° 4.4: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL VIADUCTO, SE INDICA LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES.	73
FIGURA N° 4.5: SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNA	74
FIGURA N° 4.6: ELEVACIONES DE LA COLUMNA	74
FIGURA N° 4.7: ELEVACIÓN TRANSVERSAL DE TABLERO DEL VIADUCTO	75
FIGURA N° 4.8: DIMENSIONES DE LAS VIGAS PRETENSADAS DE SECCIÓN I	76
FIGURA N° 4.9: DETALLE DISPOSITIVO ELASTOMÉRICO – (DIMENSIONES EN MM).....	77

FIGURA N° 4.10: ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL MODELO MATEMÁTICO	78
FIGURA N° 4.11: CARGA TIPO COOPER E80 (AREMA, 2013)	79
FIGURA N° 4.12: PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.	80
FIGURA N° 4.13: CURVAS ESFUERZO – DEFORMACIÓN SEGÚN EL MODELO DE MANDER PARA EL CONCRETO DE LAS COLUMNAS, $F'c=280$ KG/CM ²	83
FIGURA N° 4.14: CONCRETO CONFINADO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNAS DEL VIADUCTO MU2.....	85
FIGURA N° 4.15: DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL ACERO GRADO 60.	86
FIGURA N° 4.16: RESULTADO DE ANÁLISIS $M-\phi$ PARA COLUMNA U5 ($P_{COL}=592.49$; ANGULO=90°)	87
FIGURA N° 4.17: ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS A CADA COLUMNA DEL VIADUCTO	88
FIGURA N° 4.18: PATRÓN DE FUERZAS PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER – DIRECCIÓN TRANSVERSAL (X-X)	92
FIGURA N° 4.19: PATRÓN DE FUERZAS PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER – DIRECCIÓN LONGITUDINAL (Y-Y)	92
FIGURA N° 4.20: CURVA DE CAPACIDAD PARA EL ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (DIRECCIÓN EJE “X”)......	93
FIGURA N° 4.21: CURVA DE CAPACIDAD PARA EL ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (DIRECCIÓN EJE “Y”)......	93
FIGURA N° 4.22: CURVA DE ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA EL ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (DIRECCIÓN EJE “X”)......	94
FIGURA N° 4.23: CURVA DE ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA EL ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (DIRECCIÓN EJE “Y”).	95
FIGURA N° 4.24: ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO - AASHTO LRFD (2017)	97
FIGURA N° 4.25: ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICO CON $B=5.00\%$	97
FIGURA N° 4.26: DETERMINACIÓN GRÁFICA DEL PUNTO DE DESEMPEÑO – DIRECCIÓN TRASVERSAL.....	98
FIGURA N° 4.27: DETERMINACIÓN GRÁFICA DEL PUNTO DE DESEMPEÑO – DIRECCIÓN LONGITUDINAL	99
FIGURA N° 5.1: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1966, COMPONENTE HORIZONTAL – EW.....	102

FIGURA N° 5.2: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1966, COMPONENTE HORIZONTAL – NS	102
FIGURA N° 5.3: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1966, COMPONENTE VERTICAL – UD	102
FIGURA N° 5.4: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1970, COMPONENTE HORIZONTAL – EW.....	103
FIGURA N° 5.5: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1970, COMPONENTE HORIZONTAL – NS	103
FIGURA N° 5.6: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1970, COMPONENTE VERTICAL - UD.....	103
FIGURA N° 5.7: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1974, COMPONENTE HORIZONTAL – EW.....	104
FIGURA N° 5.8: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1974, COMPONENTE HORIZONTAL – NS	104
FIGURA N° 5.9: REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL SISMO 1974, COMPONENTE VERTICAL – UD	104
FIGURA N° 5.10: ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN RESULTANTE SRSS DE LOS COMPONENTES HORIZONTALES DEL REGISTRO DE ACELERACIÓN SÍSMICA DE 1966	105
FIGURA N° 5.11: ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN RESULTANTE SRSS DE LOS COMPONENTES HORIZONTALES DEL REGISTRO DE ACELERACIÓN SÍSMICA DE 1970	105
FIGURA N° 5.12: ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN RESULTANTE SRSS DE LOS COMPONENTES HORIZONTALES DEL REGISTRO DE ACELERACIÓN SÍSMICA DE 1974	106
FIGURA N° 5.13: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN RESULTANTE SRSS DE CADA EVENTO SÍSMICO.....	106
FIGURA N° 5.14: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN DEL SISMO 1966	107
FIGURA N° 5.15: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN DEL SISMO 1970	107
FIGURA N° 5.16: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN DEL SISMO 1974	108
FIGURA N° 5.17: PUNTO DE REFERENCIA EN EL TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA “U9”, DIRECCIÓN TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....	109
FIGURA N° 5.18: HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1966 – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.	110

- FIGURA N° 5.19:** HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1970 – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.... 110
- FIGURA N° 5.20:** HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1974 – DIRECCIÓN TRANSVERSAL.... 110
- FIGURA N° 5.21:** HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1966 – DIRECCIÓN LONGITUDINAL.... 111
- FIGURA N° 5.22:** HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1970 – DIRECCIÓN LONGITUDINAL.... 111
- FIGURA N° 5.23:** HISTORIA DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA TOPE SUPERIOR DE LA COLUMNA U9. SISMO 1974 – DIRECCIÓN LONGITUDINAL.... 112

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

- A_c = Área de concreto dentro de la línea de centro del estribo.
- A_{cc} = Área del núcleo de concreto.
- A_{col} = Área de la columna.
- A_e = Área de confinamiento efectivo de concreto.
- A_S = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca.
- A_{sp} = Área de la barra del refuerzo transversal.
- A_{supr} = Área de la superestructura.
- $D_{c.g.}$ = Distancia desde la parte inferior del ala de la viga o el fondo de losa hacia el centroide vertical de la sección transversal de la superestructura.
- E_c = Modulo de elasticidad del concreto.
- E_D = Es la energía disipada por amortiguamiento.
- E_{so} = Es la máxima energía por deformación.
- F_a = Factor de sitio para rangos de periodos cortos de aceleración espectral.
- F_i = Fuerza nodal aplicada, ya sea en cada estribo o nodo superior de la columna.
- F_{pga} = Factor de sitio para un periodo de aceleración espectral $0s$.
- F_v = Factor de sitio para rangos de periodos largos de aceleración espectral.
- $F_{(t)}$ = vector de cargas aplicadas externamente.
- $F_{(t)D}$ = vector de fuerzas de amortiguamiento viscoso, de disipación de energía.
- $F_{(t)I}$ = vector de las fuerzas de inercia actuantes sobre las masas nodales.
- $F_{(t)s}$ = vector de fuerzas internas de la estructura.
- H_c = Altura de la columna.
- H_{col} = Altura libre de la columna o pilar.
- H_{super} = Altura al centroide de la superestructura.
- K_e = Coeficiente de Confinamiento efectivo
- L = Distancia desde el punto de máximo momento hacia el punto de contra flexión en la columna.
- L_p = Longitud equivalente de rotula plástica.
- L_{trib} = Longitud tributaria entre columnas o pilares.
- M_{ne} = Capacidad del momento nominal basado en la propiedad del material esperado y la deformación del concreto $\epsilon_c = 0.003$.

- M_p = Capacidad del momento plástico idealizado de la columna en el análisis M- ϕ .
- M_y = Capacidad del momento de un componente dúctil correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo.
- M_u = Capacidad del momento último.
- M- ϕ = Análisis momento curvatura.
- PF = Factor de participación modal del modo fundamental del viaducto.
- PGA = Coeficiente de la aceleración pico del terreno sobre roca.
- P_{col} = Carga axial en la columna.
- S_a = Aceleración espectral.
- S_{DS} = Coeficiente de aceleración para periodos cortos 0.2s.
- S_{D1} = Coeficiente de aceleración para un periodo de 1.0s.
- S_d = Desplazamiento espectral.
- S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca.
- T = periodo fundamental de la estructura.
- T_m = Periodo de vibración del modo mth (s).
- T_s = Esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser inversamente proporcional al periodo = S_{D1}/S_{DS} (s).
- T_0 = Periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2T_s$ (s).
- V_b = Cortante basal del viaducto.
- W = Peso total del viaducto.
- d_b = Diámetro de la barra del refuerzo de confinamiento.
- d_{bl} = Diámetro del acero de refuerzo longitudinal de la columna.
- d_s = Diámetro de la espiral entre el centro de la barra.
- fl = *Presión lateral del refuerzo transversal*
- f' = Presión lateral efectiva del refuerzo transversal
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado.
- f'_{co} = Resistencia a la compresión del concreto no confinado.
- f_y = Resistencia a la fluencia especificada del acero de refuerzo.
- f_{ye} = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.
- f_{yh} = Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal.
- k_e = Coeficiente de Confinamiento efectivo.

m_{abt}	= Masa nodal del estribo.
m_{col}	= Masa nodal de la columna.
m_{Ltrib}	= Masa tributaria de la superestructura entre columnas o pilares.
m_{Hcol}	= Masa de columnas o pilares.
m_i	= Masa concentrada tributaria, ya sea en cada estribo o nodo superior de la columna.
s	= Espaciamiento centro a centro de los estribos
s'	= Espaciamiento vertical libre entre estribos.
w_i	= Peso asignado para el nodo i , del viaducto.
α	= Coeficientes de masa modal del modo fundamental del viaducto.
β_{eff}	= Amortiguación viscosa efectiva.
β_{eq}	= Amortiguamiento viscoso equivalente.
β_o	= Amortiguamiento histeretico.
ϵ_c	= Deformación unitaria del concreto en compresión específica.
ϵ_{cc}	= Deformación del concreto en compresión para el esfuerzo de compresión máxima del concreto confinado.
ϵ_{co}	= Deformación del concreto en compresión para el esfuerzo de compresión máxima del concreto no confinado.
ϵ_{cu}	= Deformación de la compresión ultima para el concreto confinado.
ϵ_{su}	= Deformación de la tensión ultima para el acero de refuerzo.
ϵ_{su}^R	= Deformación ultima reducida del acero de refuerzo longitudinal.
Δ_c	= Capacidad de desplazamiento local.
Δ_{max}	= Capacidad del desplazamiento limitante máximo.
Δ_p	= Capacidad de desplazamiento idealizado plástico debido a la rotación de la rótula plástica.
Δ_{tope}	= Desplazamiento horizontal del tope superior del viaducto.
Δ_Y^{col}	= Desplazamiento de fluencia idealizado en la formación de la rótula plástica.
θ_p	= Capacidad de rotación de la rótula plástica.
ρ_{cc}	= Ratio del área de refuerzo longitudinal entre el área del núcleo.
$\rho_{R/C}$	= Peso volumétrico del concreto reforzado.
ρ_s	= Ratio del volumen del acero del confinamiento transversal entre el volumen del núcleo de concreto confinado
ϕ_i	= Amplitud de modo fundamental en el nodo i .

- ϕ_p = Capacidad de curvatura plástica idealizada.
- ϕ_u = Capacidad de curvatura cuando la deformación del concreto alcanza ϵ_{cu} o la deformación última reducida del refuerzo del acero longitudinal ϵ_{su}^R .
- ϕ_{tope} = Amplitud del modo fundamental para el tope superior.
- ϕ_Y = Curvatura de fluencia idealizada definida por una curva plástica perfectamente elástica (M- ϕ), de la sección transversal.
- μ_c = Capacidad de ductilidad del desplazamiento local.
- μ_D = Demanda de ductilidad del desplazamiento local.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

En la actualidad, el análisis sísmico de edificios y puentes se basa mayormente en el uso de métodos basados en fuerzas con controles de desplazamientos. Sin embargo se está haciendo una práctica común en la ingeniería civil que se diseñen las estructuras para que tengan un comportamiento inelástico durante un sismo sin que la estructura colapse, de la incursión en el rango inelástico la estructura sufrirá daños permanente que deberán ser reparados y estas reparaciones representan un costo de rehabilitación; sin embargo, este costo es menor que el alto costo de construir estructuras diseñadas para que se comporten elásticamente durante un sismo ya que la probabilidad de ocurrencia de un sismo severo es relativamente pequeño.

En esta investigación se presenta la implementación de un método de análisis por desempeño como una alternativa racional y práctica para el análisis sísmico de viaductos. Asimismo, muestra la importancia de los métodos actuales de análisis estructural recurriendo a procedimientos no lineales que ayudan a comprender de manera más clara el posible desempeño de la estructura.

Se está tomando como referencias principales la guía “Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structure in California”, realizado por (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008) y el ATC -40 (1996), de la misma manera se complementa la investigación con otras referencias listadas en la bibliografía de la presente tesis.

Se presentara el método de Espectro de Capacidad para realizar el análisis sísmico de un viaducto basado en el desempeño, valorándose la importancia y la validez del método comparado con los métodos convencionales.

La estructura que es objeto de estudio en esta investigación corresponde a un viaducto elevado que forma parte del sistema de transporte masivo, metro de Lima - Línea 1, el cual es una de las estructuras más importante en nuestro medio.

1.2. PROBLEMÁTICA

El análisis sísmico de los puentes usados en viaductos es fundamental para asegurar la rentabilidad social de la inversión y para salvaguardar las vidas humanas que se podrían perder en una eventual falla y colapso del puente debido a un movimiento sísmico. Además, en la actualidad se viene construyendo numerosos puentes y viaductos, que se requieren por la necesidad de mejorar la infraestructura del transporte público en Lima.

Para determinar el comportamiento de la estructura que se encuentre bajo la acción de cargas sísmicas, se presenta el problema de elegir el método de análisis que describa en forma adecuada la respuesta sísmica de la estructura.

Se pretende aplicar un método basado en desempeño de la estructura, se realizará un análisis sísmico de una estructura diseñada, para verificar que el tramo de viaducto tenga un comportamiento sismo resistente adecuado, dadas las condiciones locales de la zona.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

- Aplicar el método de espectro de capacidad para la evaluación del comportamiento sismoresistente de un viaducto.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar el análisis estructural del viaducto objeto del estudio con modelos de análisis no lineales.
- Mostrar las ventajas de utilizar el método de espectro de capacidad en viaductos.
- Comparar los resultados de la evaluación del viaducto con el método de espectro de capacidad con los resultados de un análisis dinámico tiempo historia.

1.4. HIPÓTESIS

El método de espectro de capacidad es una propuesta metodológica viable para el análisis sísmico de un viaducto, basado en el desempeño de la estructura, siendo práctico en comparación con los métodos convencionales.

CAPÍTULO II: MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 ANÁLISIS SÍSMICO CON MÉTODOS NO LINEALES

El objetivo del análisis sísmico es pronosticar el comportamiento de la estructura, con el fin de garantizar que ésta sea capaz de resistir los eventos sísmicos durante su vida útil.

El uso de procedimientos tradicionales para el análisis sísmico de las estructuras nuevas o existentes puede llevar a conclusiones inexactas y/o asumir costos innecesariamente altos en su diseño o reforzamientos.

Procedimientos de análisis no lineal ayudan a describir el comportamiento inelástico de los componentes estructurales del viaducto. Estas técnicas pueden estimar, con mayor precisión, el comportamiento real de una estructura durante un movimiento específico del suelo.

2.2 ANÁLISIS NO LINEAL

2.2.1 Aplicación del análisis no lineal

Cuando ocurre un daño estructural debido a movimientos sísmicos, implica un comportamiento no lineal de la estructura y sus componentes, por lo cual, si se sigue con los procedimientos tradicionales que utilizan técnicas elásticas lineales para el análisis y diseño, no se podrá predecir el desempeño de la estructura de manera adecuada. En cambio, cuando se utiliza un análisis sísmico con procedimientos inelásticos se puede estimar de una manera directa las deformaciones y distorsiones de la estructura. (FEMA 440, 2005)

El modelado y análisis no lineal nos permite obtener de manera más precisa los esfuerzos, deformaciones, fuerzas y desplazamientos de los componentes principales de la estructura. Estos resultados disponibles después del análisis se pueden utilizar para el diseño final de los subsistemas del viaducto o la evaluación de la capacidad y ductilidad global del viaducto.

El proceso genérico del análisis no lineal es similar a los procedimientos lineales convencionales en el cual se desarrolla un modelo de la estructura, que

de manera posterior se someterá a una simulación del movimiento sísmico. Ver figura N° 2.1.

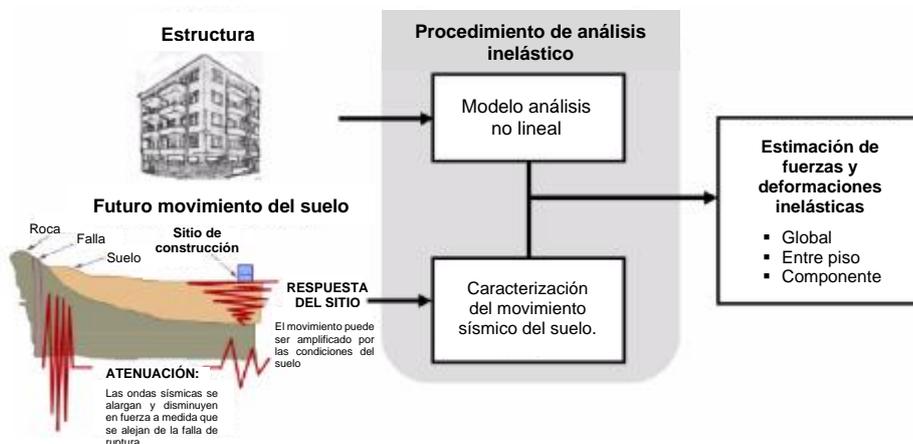


Figura N° 2.1: Esquema del procedimiento del análisis no lineal.

2.2.2 Opciones para el análisis no lineal

La selección para utilizar un determinado tipo de análisis no lineal sobre otra depende del propósito del análisis, los objetivos de desempeño previstos, el nivel aceptable de incertidumbre, la disponibilidad de recursos y la suficiencia de datos.

En algunos casos, los códigos y normas pueden dictar o recomendar un tipo de procedimiento de análisis. La decisión principal es si se deben elegir procedimientos no lineales en lugar de análisis elásticos lineales más convencionales.

En el presente trabajo de investigación explicaremos la aplicación del Método del Espectro de Capacidad para realizar un análisis sísmico no lineal en un viaducto. Los conceptos que se utilizan en la metodología se explican en el capítulo III.

Asimismo se realizará un análisis dinámico no lineal Tiempo – historia, para comparación y verificación de los resultados obtenidos por los diferentes

análisis, los conceptos básicos del análisis tiempo - historia se explica en la sección 2.6.

2.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES DE CAPACIDAD

2.3.1 Concepto de ductilidad y tipos de ductilidad

En general, la ductilidad se puede definir como la capacidad que posee una estructura, elemento o material para experimentar deformaciones sin llegar a romperse debida a la aplicación de una carga mantenida en el tiempo. Lo que implica que se podrá deformar inelásticamente (más allá de la deformación de fluencia) sin perder de manera significativa su resistencia y rigidez debido a la demanda impuesta por fuerzas externas o inducidas. Estas deformaciones pueden ser medidas como desplazamientos, giros, curvaturas, etc. y son debidos a las fuerzas inerciales, cortantes, cargas axiales y momentos. El cálculo de la ductilidad de la estructura global podría ser llevado a cabo mediante un análisis estático incremental (pushover) o por medio de análisis dinámicos. (Fajardo, 2012)

Los tipos de ductilidad referidas a la capacidad de la estructura y de sus elementos que lo componen se pueden distinguir de la siguiente manera: (Gioncu, 2000)

- Ductilidad del material (o ductilidad axial), la cual caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- Ductilidad de la sección transversal (o ductilidad de curvatura), la cual es referida a las deformaciones de la sección donde se considera el aporte e interacción entre los materiales que componen dicha sección.
- Ductilidad de los miembros (o ductilidad de rotación), la cual es referida a las propiedades de cada miembro componente de la estructura.
- Ductilidad de la estructura (o ductilidad de desplazamiento), la cual considera el comportamiento de la estructura global.

2.3.2 Capacidad de desplazamiento de los miembros dúctiles de concreto

2.3.2.1 Capacidad de Desplazamiento del miembro local

La capacidad de desplazamiento del miembro local, Δ_c se define como la capacidad de desplazamiento de un miembro atribuida a su flexibilidad elástica y plástica.

Según Caltrans (2019), la capacidad de desplazamiento local de un miembro se basa en su capacidad de rotación, que a su vez se basa en su capacidad de curvatura. La capacidad de curvatura se determinará mediante la relación momento – curvatura ($M-\phi$). La capacidad de desplazamiento local Δ_c de cualquier columna puede idealizarse como uno o dos segmentos. Ver las figuras N° 2.2 y 2.3.

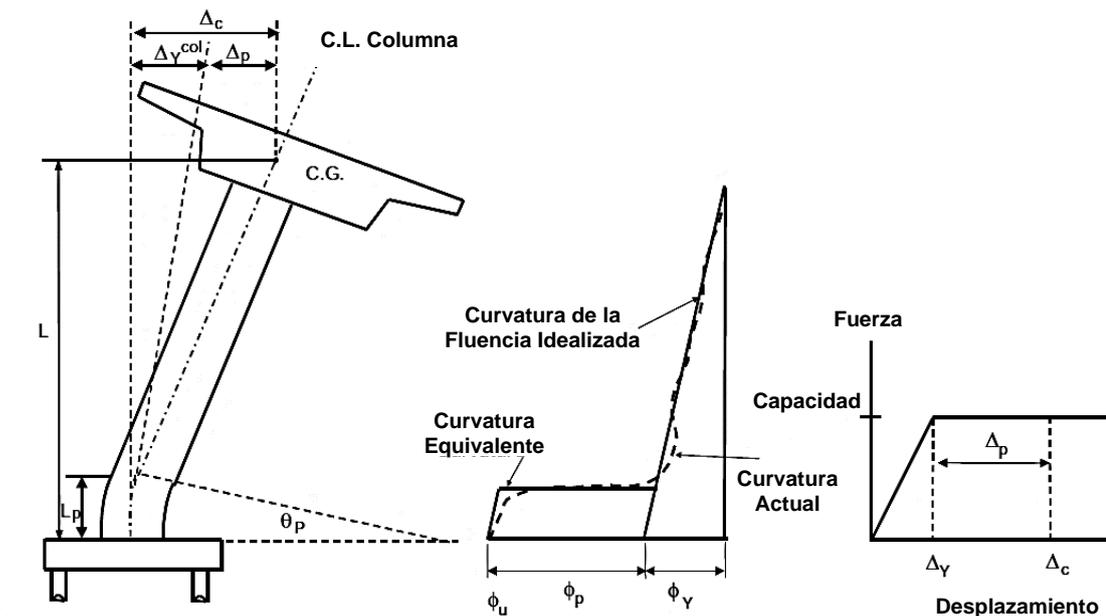


Figura N° 2.2: Capacidad del desplazamiento local para columna en voladizo

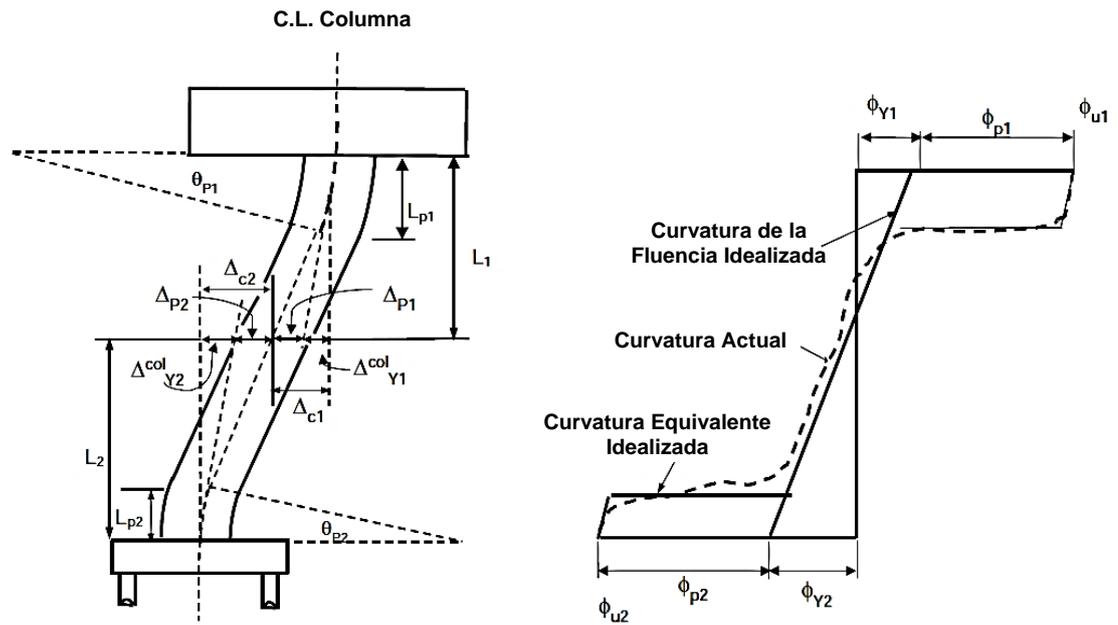


Figura N° 2.3: Capacidad del desplazamiento local para una columna fija en sus dos extremos

La capacidad de desplazamiento local Δ_c , está determinado por las siguientes ecuaciones: (Caltrans, 2019)

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p \quad (2.1)$$

$$\Delta_Y^{col} = \frac{1}{3} L^2 \phi_Y \quad (2.2)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(L - \frac{1}{2} L_p \right) \quad (2.3)$$

$$\theta_p = L_p \phi_p \quad (2.4)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y \quad (2.5)$$

Donde:

L: Distancia desde el punto de máximo momento hacia el punto de contra flexión.

L_p : Longitud equivalente de rotula plástica. Ver sección 2.5.1.2.

Δ_p : Capacidad de desplazamiento idealizado plástico debido a la rotación de la rótula plástica.

Δ_Y^{col} : Desplazamiento de fluencia idealizado en la formación de la rótula plástica.

ϕ_p : Capacidad de curvatura plástica idealizada.

ϕ_u : Capacidad de curvatura cuando la deformación del concreto alcanza ϵ_{cu} o la deformación última reducida del refuerzo del acero longitudinal ϵ_{su}^R .

ϕ_Y : Curvatura de fluencia idealizada definida por una curva plástica perfectamente elástica (M- ϕ), de la sección transversal.

θ_p : Capacidad de rotación de la rótula plástica.

2.3.2.2 Capacidad de la ductilidad del desplazamiento del miembro local

La capacidad de la ductilidad para un miembro en particular de concreto armado está definido según la siguiente ecuación: (Caltrans, 2019)

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_Y^{col}} \quad (2.6)$$

2.3.3 Relación momento curvatura

Las estructuras están diseñadas para soportar las arremetidas de las demandas sísmicas, lo cual permite que se experimentan deformaciones plásticas que se convierten en disipación de energía absorbida. Para cuantificar estas deformaciones se utiliza desplazamientos o rotaciones causadas por la flexión de los elementos que componen la estructura. La deformación de los elementos a flexión en la fluencia y en el momento último depende principalmente de la relación momento-curvatura (M- ϕ), asimismo para calcular la capacidad del momento plástico de todos los miembros dúctiles de concreto del viaducto, se realizará mediante un análisis momento-curvatura ((M- ϕ), en función de las propiedades esperadas del material.

El diagrama momento - curvatura proviene de las curvaturas asociadas con un rango de momentos de una sección transversal establecidos a partir del equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones. (Caltrans, 2019)

Este diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Por lo cual la relación momento – curvatura ($M-\phi$), al igual que la capacidad de la estructura (cortante basal versus deformaciones), son la base para el análisis no lineal. (Viera, 2004)

El diagrama momento - curvatura bilineal adoptado por Caltrans y AASHTO, consta de dos tramos rectos, el primero es lineal y ocurre hasta el agrietamiento del concreto, posteriormente sigue una relación lineal pero con un cambio de pendiente, hasta que se produce la fluencia última del acero o la falla del concreto.

En la parte elástica de la curva idealizada contendrá el punto en el cual se registra la fluencia del acero de refuerzo y también la capacidad del momento nominal esperado (M_{ne}), el cual se representa como el límite del comportamiento elástico, cuando la deformación del concreto (ϵ_c) alcanza el valor de 0.003. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

Para obtener la capacidad idealizada del momento plástico se realizará un equilibrio de áreas entre las curvas real e idealizada, de tal forma que se iguale el área tanto por encima como por debajo de la recta horizontal ideal, como se observa en la figura N° 2.4. (Caltrans, 2019)

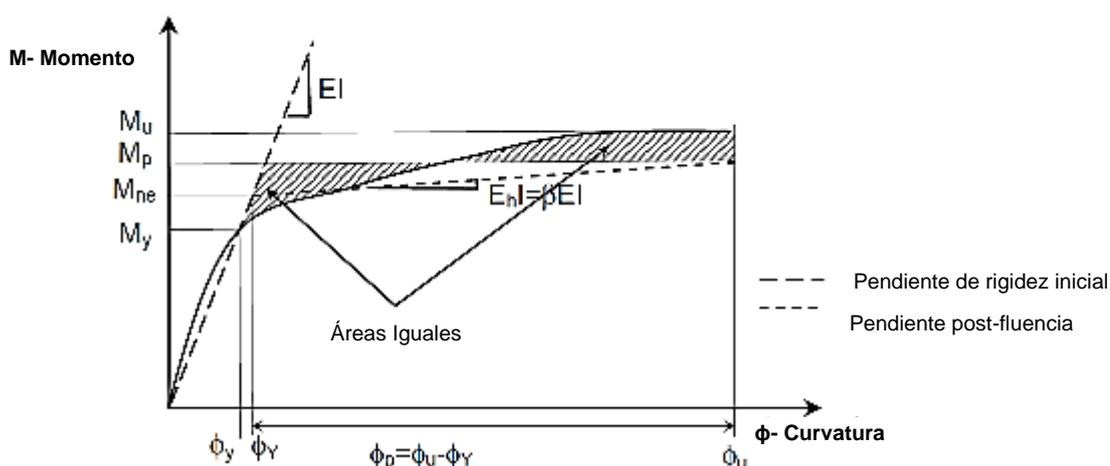


Figura N° 2.4: Relación Momento curvatura

Los valores correspondientes al punto de fluencia (ϕ_y , M_y), punto nominal (ϕ_Y , M_{ne}), capacidad final (ϕ_u , M_u), capacidad plástica (ϕ_u , M_p) y ductilidad de curvatura ($\mu\phi = \phi_u / \phi_Y$), que se muestran en la figura N° 2.4, se calculan en base a los datos del diagrama $M-\phi$ de un elemento bajo un cierto nivel de carga axial. Aviram, Mackie, & Stojadinovic, (2008), presenta en su informe los modelos bilineales resultantes considerados para el análisis estático y dinámico como se muestra en la figura 2.5.

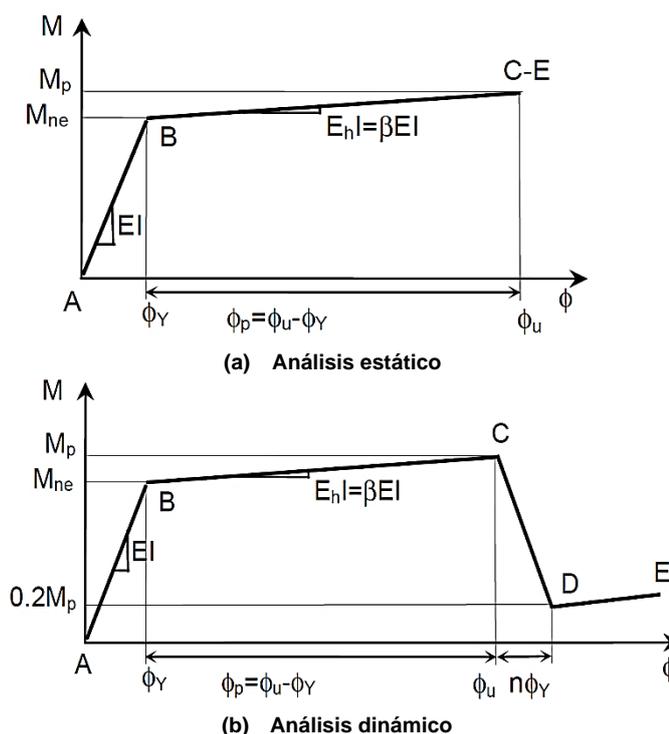


Figura N° 2.5: Idealización del diagrama momento curvatura para un análisis estático y dinámico.

2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPONENTES DEL CONCRETO

2.4.1 Concreto no confinado

- Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)

La resistencia a la compresión es la característica mecánica principal del concreto. Se define como la capacidad para soportar una carga por unidad de área, esta resistencia depende del contenido y tipo de cemento, relación

agua/cemento, resistencia y graduación de la forma del agregado, tipo y cantidad de aditivos, y la edad del concreto.

La resistencia de compresión del concreto especificada normalmente es a los 28 días de edad, no obstante la resistencia real desde 28 días hacia adelante generalmente excede la resistencia especificada en un 20 a 25%, en promedio, y dado que el concreto continúa ganando resistencia con la edad, es probable que la resistencia real del concreto cuando ocurre un evento sísmico supere considerablemente la resistencia especificada. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

- **Módulo de Elasticidad**

La expresión para determinar el módulo de elasticidad (E_c), tiene la siguiente forma: (SENCICO, 2020)

$$E_c = w c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'c} \text{ (en MPa)} \quad (2.7)$$

2.4.2 Concreto confinado

El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el concreto sin confinar, no sólo en lo que respecta al esfuerzo máximo, sino también que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente.

La combinación del refuerzo longitudinal con el refuerzo transversal en el espacio confinado funciona para limitar la expansión lateral del concreto que conduce a la aparición del aplastamiento, y manteniendo la integridad del núcleo de concreto (ver figura N° 2.6), de esta manera permitir mayores esfuerzos de compresión mucho más altas para la zona de compresión antes de que ocurra la falla.

Asimismo en el diseño de puentes y viaductos, la ductilidad del sistema estructural normalmente estará sometido al desarrollo de las rótulas plásticas en las columnas, por lo cual, el efecto que resulta de la compresión axial en estos elementos inicia con un desprendimiento del recubrimiento del concreto con ductilidades de desplazamiento muy bajos, a menos que se proporcione el refuerzo transversal adecuado, el cual debe estar debidamente anclado para confinar el concreto, comprimiéndolo dentro del núcleo, de esta manera evitar el

pandeo del refuerzo longitudinal por compresión y que la falla pueda ocurrir. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

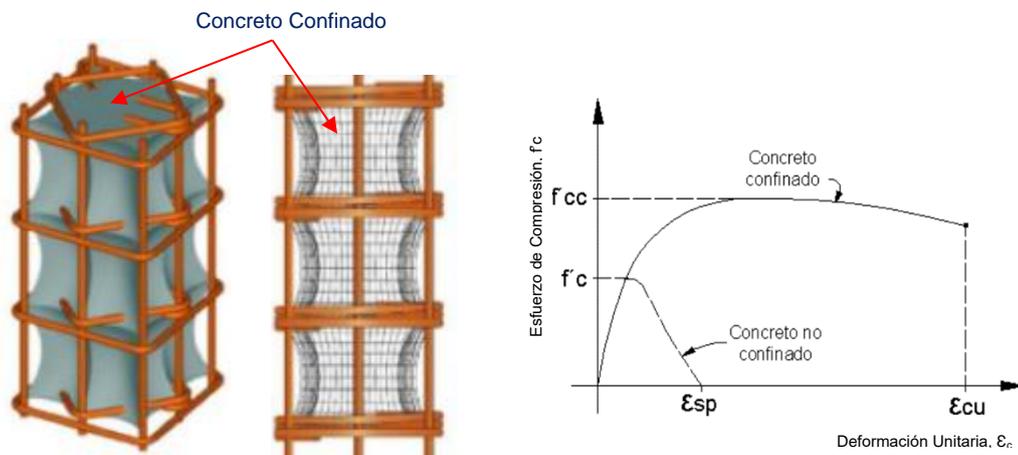


Figura N° 2.6: Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar

▪ **Relación de confinamiento de concreto esfuerzo – deformación de compresión**

El efecto de confinamiento en el concreto produce un incremento del esfuerzo de compresión y deformación última como se muestra en la figura N° 2.7. J. Mander, M. Priestley y R. Park, proponen una relación para el esfuerzo – deformación del concreto confinado, este es un modelo aplicable a todas las formas y todos los niveles de confinamiento, definida por la siguiente ecuación: (Mander, Priestley, & Park, 1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \tag{2.8}$$

Dónde:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \tag{2.9}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{2.10}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0002. \left[1 + 5. \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.12)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.13)$$

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

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

ε_c : Deformación unitaria longitudinal del concreto.

E_c : Modulo de elasticidad del Concreto.

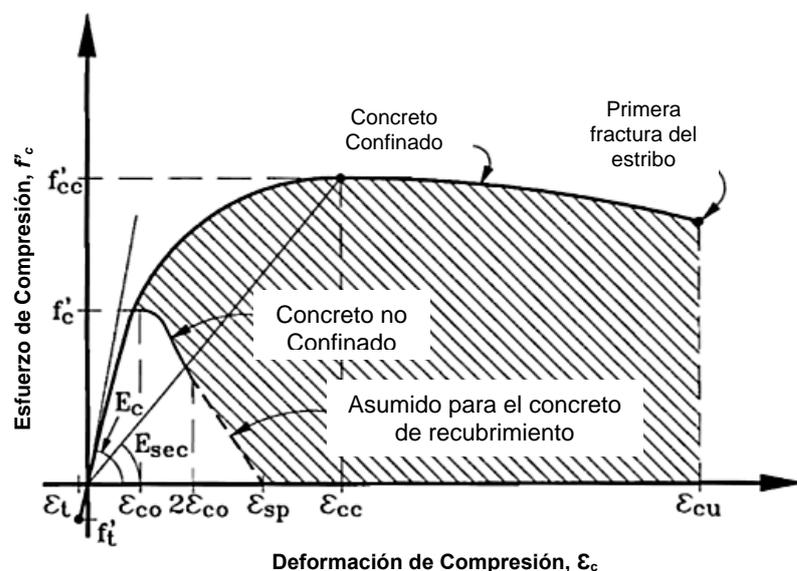


Figura N° 2.7: Modelo – Curva esfuerzo-deformación para el concreto en compresión (Mander, Priestley, & Park, 1988)

- **Presión de confinación lateral efectiva y coeficiente de efectividad de confinamiento**

La presión transversal máxima de confinamiento realizada por el acero de manera eficaz sobre la zona del núcleo de concreto, donde la tensión de confinamiento se ha desarrollado completamente debido a la acción de arqueamiento. Las Figuras 2.8 y 2.9 muestran la acción de arqueamiento que se presume que

ocurre entre los niveles de refuerzo del estribo circular transversal y rectangular transversal. (Mander, Priestley, & Park, 1988)

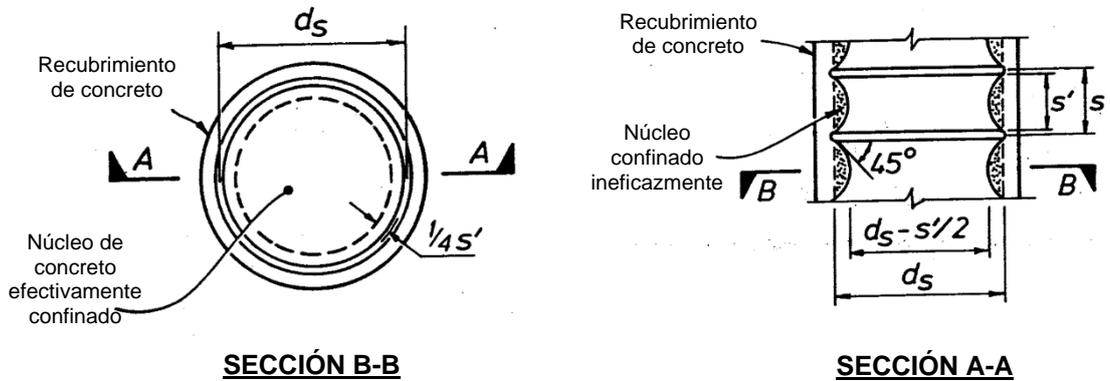


Figura N° 2.8: Núcleo confinado efectivamente por estribo de refuerzo circular

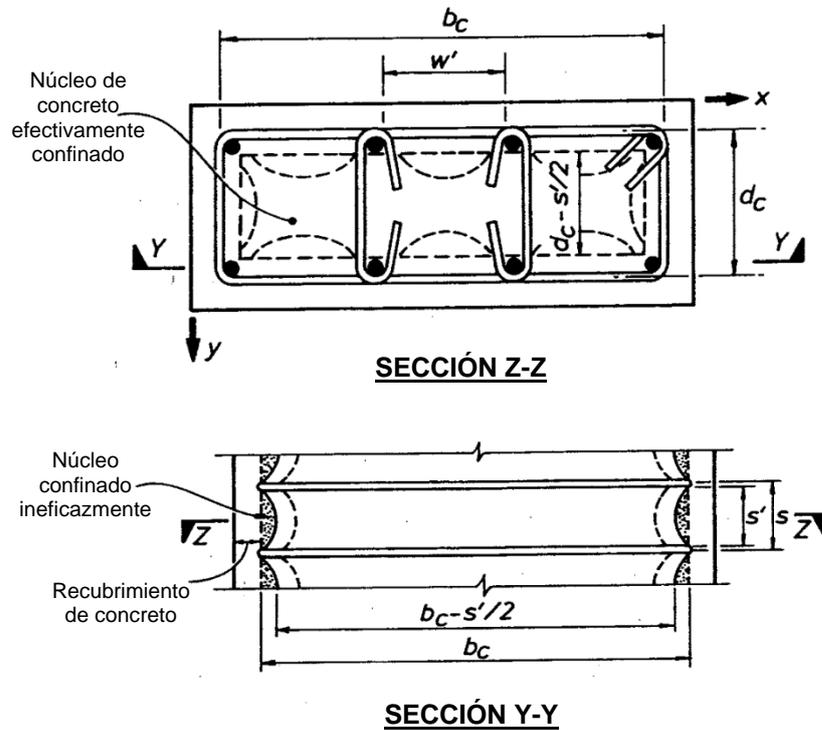


Figura N° 2.9: Núcleo confinado efectivamente por estribo de refuerzo rectangular

J. Mander, M. Priestley y R. Park, proponen para calcular el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo (f'_l) la siguiente expresión:

$$f'_l = K_e \cdot f_l \quad (2.14)$$

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.15)$$

f'_l : Presión lateral efectiva del refuerzo transversal

f_l : Presión lateral del refuerzo transversal

K_e : Coeficiente de Confinamiento efectivo

A_e : Área de confinamiento efectivo de concreto

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (2.16)$$

ρ_{cc} : Ratio del área de refuerzo longitudinal entre el área del núcleo.

A_c : Área de concreto dentro de la línea de centro del estribo.

- **Confinamiento efectivo de una sección confinada por estribos circulares o espirales**

Mander, Priestley, & Park, (1988), conjetura que la acción de arqueamiento ocurre en forma de una parábola de segundo grado con una pendiente tangente inicial de 45°, como se muestra en la figura 2.8, donde el área del núcleo de concreto efectivamente confinado por el refuerzo transversal es:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (2.17)$$

s' : Espaciamiento vertical libre entre estribos.

d_s : Diámetro de la espiral entre el centro de la barra.

También el área del núcleo del concreto es:

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (2.18)$$

La presión de confinamiento lateral se puede encontrar considerando un diagrama de medio cuerpo, del confinamiento por un estribo espiral o circular, como se muestra en la figura N° 2.10, entonces por el equilibrio de fuerzas:

$$2f_{yh} \cdot A_{sp} = f_l \cdot s \cdot d_s \quad (2.19)$$

Dónde:

f_{yh} : Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal.

A_{sp} : Área de la barra del refuerzo transversal.

s : Espaciamiento centro a centro de los estribos

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2.20)$$

ρ_s : Ratio del volumen del acero del confinamiento transversal entre el volumen del núcleo de concreto confinado

De las ecuaciones 2.19 y 2.20 se tiene:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (2.21)$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2.22)$$

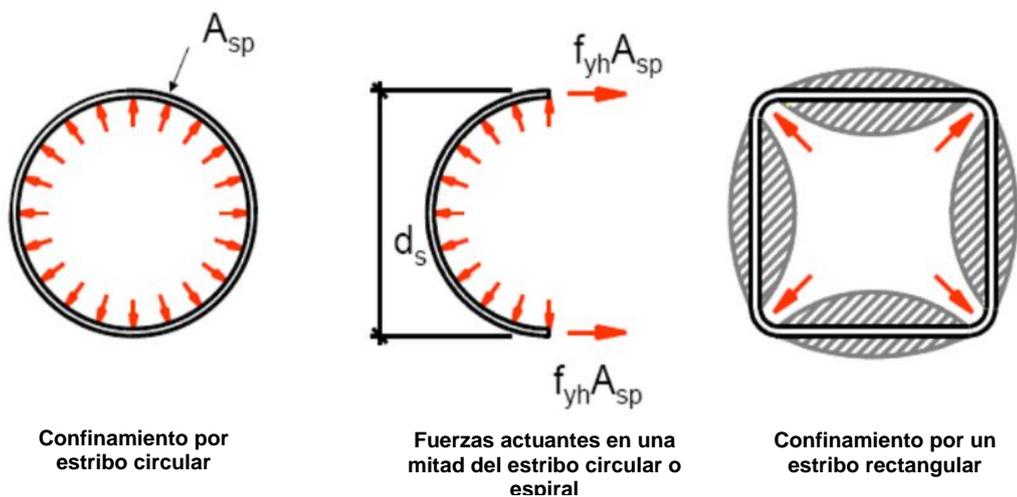


Figura N° 2.10: Confinamiento de concreto por estribo circular y rectangular

- **Confinamiento efectivo para una sección rectangular confinada por estribos rectangulares**

Para una sección rectangular, con diferente relación de áreas en refuerzo transversal ρ_x y ρ_y en la dirección principal, los diferentes esfuerzos de confinamiento son desarrollados de acuerdo con la siguiente relación (Priestley, Seible, & Calvi, 1996; Mander, Priestley, & Park, 1988)

$$f'_{lx} = K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} \quad (2.23)$$

$$f'_{ly} = K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \quad (2.24)$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (2.25)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (2.26)$$

Donde A_{sx} y A_{sy} = área total de las barra transversal a lo largo de las direcciones x e y, respectivamente (ver figura 2.9).

La presión lateral efectiva f'_l , se puede definir como la media de los dos componentes de presión de confinamiento transversal f'_{lx} y f'_{ly} del estribo.

$$f'_l = \frac{1}{2} (f'_{lx} + f'_{ly}) \quad (2.27)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad (2.28)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (2.29)$$

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección (f'_{lx} y f'_{ly}) se determina luego la relación entre los esfuerzos máximos del concreto y sin confinar (f'_{cc}/f'_c), utilizando el diagrama de la figura 2.11, con $f'_{lx} > f'_{ly}$.

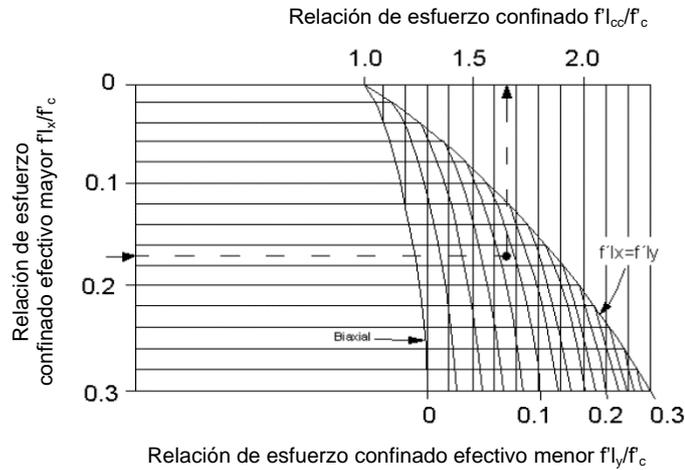


Figura N° 2.11: Relación de esfuerzos para concreto confinado y sin confinar (J.B, Priestley M. y Park R., 1988)

Priestley, Seible, & Calvi (1996), proponen la siguiente ecuación para una estimación conservadora de la deformación última ocurrida cuando se fractura el acero transversal de confinamiento:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_y h \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.30)$$

2.4.3 Acero de refuerzo

En la figura N° 2.12 se puede apreciar el comportamiento de los aceros de refuerzos típicos, que se caracteriza por una porción elástica lineal inicial de la relación esfuerzo – deformación hasta el límite elástico f_y , seguido de un tramo de deformación de longitud variable y una región posterior de endurecimiento por deformación. El esfuerzo máximo o último se alcanza a aproximadamente $f_{su} = 1.5f_y$ para el refuerzo típico, aunque la relación disminuye para los aceros de mayor resistencia. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

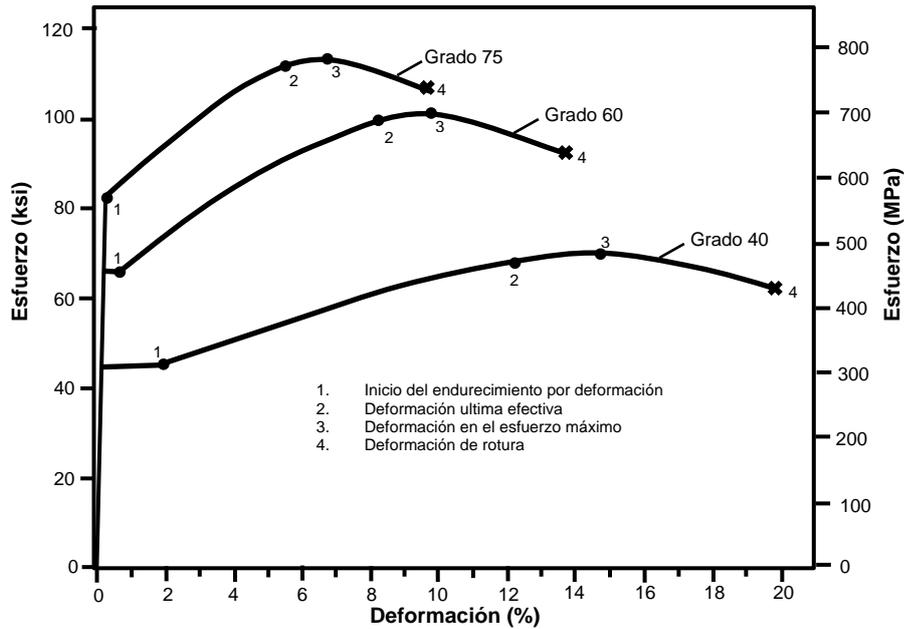


Figura N° 2.12: Curva de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo

Priestley, Seible & Calvi (1996), recomiendan para el diseño y análisis de la estructura, para el acero de refuerzo se debe adoptar por una reducción al esfuerzo de tracción última, ya que existen evidencia que bajo un carga cíclica que involucra esfuerzos de tracción y compresión secuenciales, los esfuerzos de tracción final serán menores bajo la prueba de cargas monótonas, esto se explica de forma gráfica en la figura N° 2.13. Por lo tanto de manera conservadora se puede considerar que $\epsilon_s \leq 0.75\epsilon_{su}$, excepto para elementos con altas fuerzas de compresión axial.

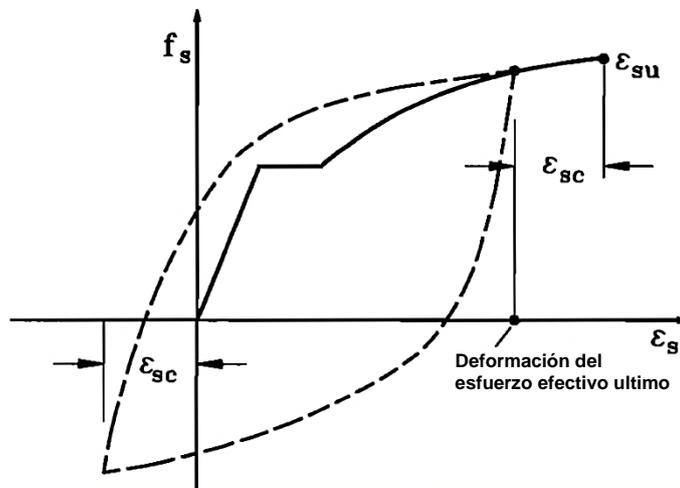


Figura N° 2.13: Esfuerzo efectivo ultimo de deformación para el acero de refuerzo

2.5 CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS NO LINEAL EN VIADUCTOS

2.5.1 Modelamiento de columnas

Para modelar las columnas y vigas del viaducto usando elementos inelásticos tridimensionales, Aviram, Mackie, & Stojadinovi (2008), sugiere que la conexión entre elemento viga – columna se efectúe en cada nodo del centroide geométrico de la sección transversal. Asimismo es recomendable usar un mínimo de cinco elementos para modelar la columna.

Cuando se realice las restricciones de borde simulando la cimentación de las columnas, estas deberán ser del tipo fijo como se recomienda en la normativa Caltrans Seismic Design Criteria (2019), y acorde a la geometría del viaducto o puente.

En la figura N° 2.14, se muestra un esquema típico de una columna, la altura libre de la columna es representada por H_{col} , distancia del nivel de terreno a la parte superior de la columna. Por otra parte la distancia desde la parte inferior del ala de la viga o el fondo de losa, hacia el centroide vertical de la sección transversal de la superestructura se denomina $D_{c.g.}$.

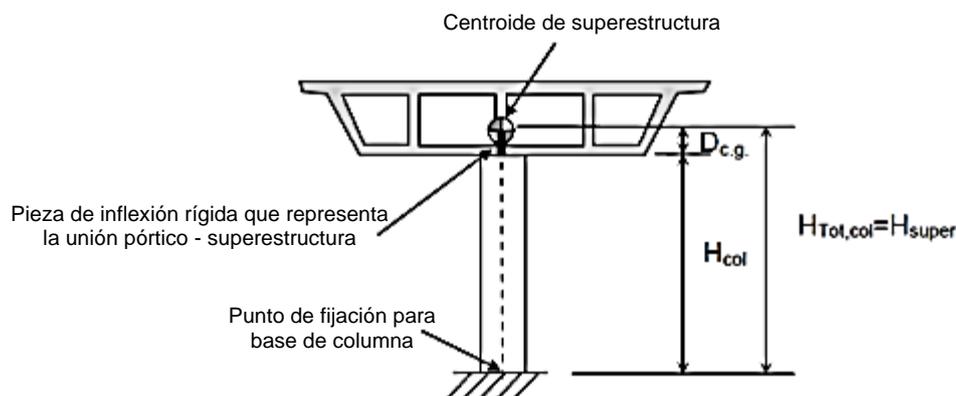


Figura N° 2.14: Ubicación de nodo superior de la columna y superestructura

Para el análisis del viaducto, la porción de la columna con longitud $D_{c.g.}$, que representa la parte dentro o embebida en la superestructura (viga o losa), se deberá modelar asignando a sus propiedades un factor de zona rígida, para tener

en consideración la alta rigidez proporcionada por la unión. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

Para la idealización de la capacidad local de la ductilidad o desplazamiento por la flexión de la columna se considera lo descrito en la sección 2.3.2, según las condiciones de borde que presente la columna en sus extremos superior e inferior.

Cuando se realiza el análisis pushover se considera que los momentos y la curvatura plásticas serán constantes en toda la zona de la rótula plástica como se muestra en la figura N° 2.15, la cual se define como longitud de rótula plástica (L_p), en consecuencia esta longitud debe introducirse al modelo como un segmento separado tanto en la parte inferior como superior de la columna.

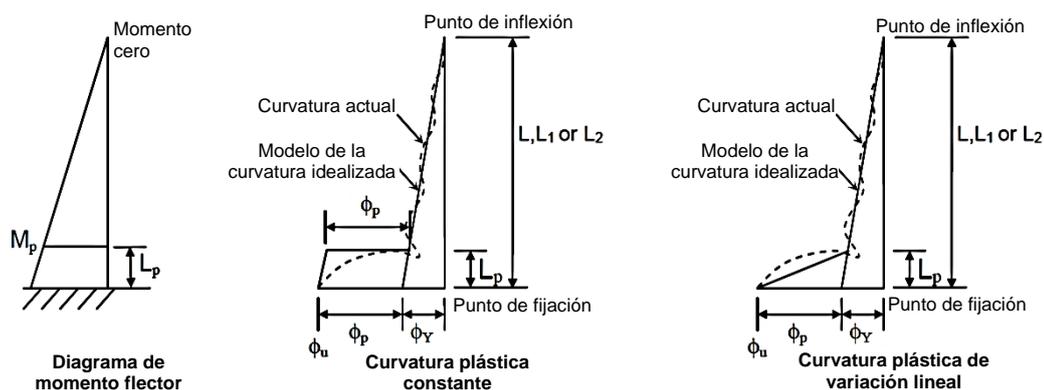


Figura N° 2.15: Deformación de capacidad local de una columna en voladizo

2.5.1.1 Comportamiento no lineal de columnas

La idealización del comportamiento no lineal y histerético de la columna es a través de modelos discretos de rotulas plásticas, las cuales se pueden ubicar de manera predeterminada y teniendo en consideración el caso de estudio, para la presente investigación se sigue las recomendaciones del código AASTHO (2017), considerando la formación de rotulas plásticas tanto en la parte superior e inferior de la columna. Ver figura N° 2.16. Estos modelos requieren una longitud

de rotula plástica (L_p) aproximada para convertir la curvatura plástica en rotación plástica.

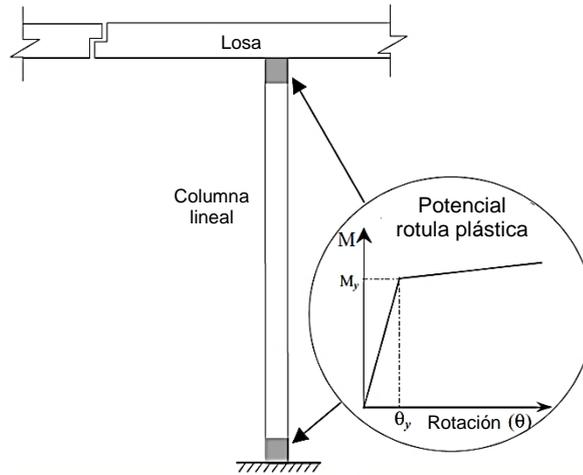


Figura N° 2.16: Posible ubicación de rotulas plásticas en la columna

No obstante para poder determinar una posible ubicación donde se pueda formar las rotulas plásticas, Aviram, Mackie, & Stojadinovic, (2008), recomienda realizar un análisis preliminar estático lineal del modelo del viaducto en ambas direcciones (transversal y longitudinal), cuyos resultados del análisis también determinarían la distribución de momentos entre las rotulas superior e inferior, y la posible ubicación donde se pueda formar una rotula plástica.

2.5.1.2 Longitud equivalente de rotula plástica

La longitud analítica de la rótula plástica es la longitud equivalente de la columna sobre la cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica que ocurre en la estructura real. Ver figura N° 2.17.

La expresión para obtener la longitud de la rótula plástica se muestra en las ecuaciones N° 2.31 y 2.32. (AASTHO, 2017; Caltrans, 2019)

$$L_p = \begin{cases} 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} & (\text{pulg, ksi}) & (2.31) \\ 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} & (\text{mm, MPa}) & (2.32) \end{cases}$$

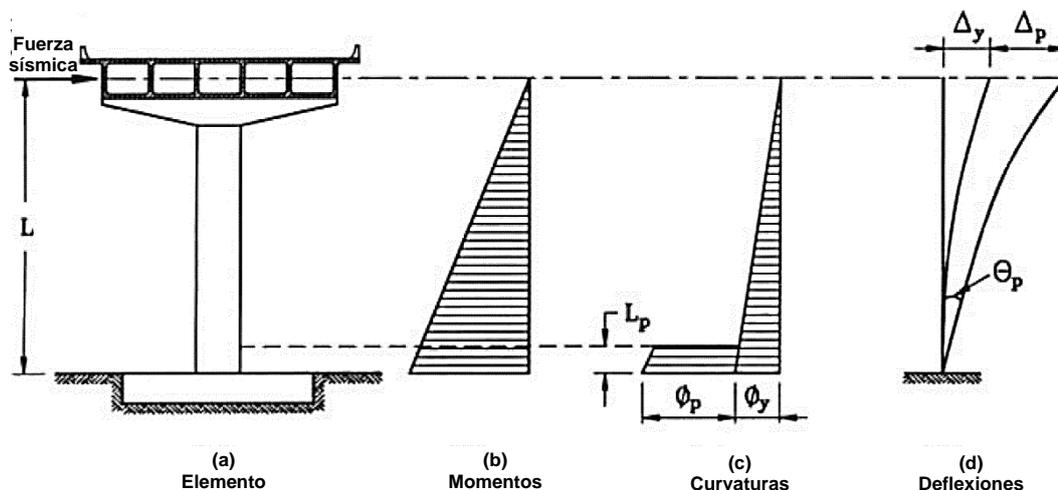


Figura N° 2.17: Idealización de la deformación de la columna en un viaducto

2.5.2 Efecto P- Δ

El efecto P-Delta es un tipo de no linealidad geométrica, usado para para considerar los efectos de las cargas de gravedad sobre la rigidez lateral del viaducto.

Los efectos de la carga axial en la columna del viaducto, en el momento del cálculo del desplazamiento lateral actúan como se muestra en la figura N° 2.18, en el cual se aprecia como la columna está sujeta a una carga vertical P , y a la deflexión lateral Δ , el cual incorpora una deflexión lateral adicional sobre y arriba de la deflexión lateral, este efecto es llamado P- Δ o efectos de segundo orden.

El efecto P- Δ no solo reduce la resistencia lateral máxima sino que también modifica la deformación debido a la fuerza lateral. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

Aviram, Mackie, & Stojadinovic (2008), sostiene que la consideración de los efectos P- Δ ayuda a identificar el peligro de inestabilidad estructural del viaducto, considerando estos efectos en el análisis pushover, se observara que la degradación de la resistencia progresa conforme aumenta los desplazamientos laterales en la parte superior de la columna, lo que proporciona una estimación precisa de la capacidad real y el corte basal del viaducto.

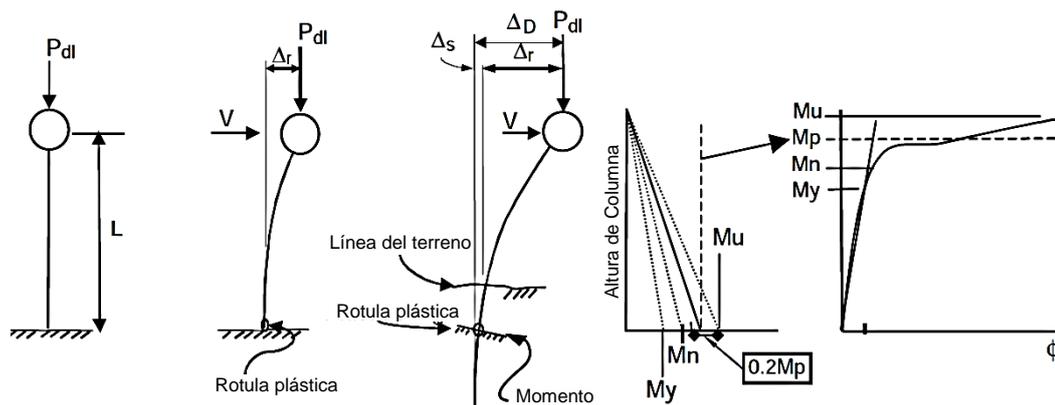


Figura N° 2.18: Efecto $P-\Delta$ en la columna del viaducto

2.6 ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA

Este tipo de análisis se basa en un procedimiento donde la demanda sísmica en la estructura es representada por medio de conjuntos de registros de aceleración de movimientos sísmicos. Este análisis puede ser lineal si la excitación no genera disipación de energía o no lineal si la energía se disipa.

El análisis tiempo - historia no lineal tiene en cuenta las no linealidades o la degradación de la resistencia de los diferentes componentes del puente, así como el patrón de carga o la intensidad del movimiento del suelo (dado por los registros sísmicos) y las características del suelo utilizadas durante un análisis dinámico no lineal. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

Durante el análisis tiempo – historia, la capacidad de los componentes principales del viaducto o puente se evalúan en función del tiempo, esta evaluación se realiza para varios registros sísmicos, que son los datos de entrada, en donde se puede observar como la estructura se comporta de manera distinta ante cada sismo, es por ello que el análisis tiempo-historia es importante, porque nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo.

Para desarrollar el análisis tiempo – historia se puede utilizar tres herramientas de análisis disponibles: (1) integración paso a paso en el dominio del tiempo, (2) superposición de historias de tiempo modal normalizadas en el dominio del tiempo y (3) evaluación de contribuciones de respuesta dependiente de la

frecuencia con transformación y superposición en el dominio del tiempo. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

2.6.1 Métodos de solución

En la actualidad se tiene una gran cantidad de métodos precisos de orden superior y de múltiples pasos que se han desarrollado para la solución numérica de las ecuaciones diferenciales. No obstante, en los sistemas de puentes o viaductos, Aviram, Mackie, & Stojadinovic (2008) recomiendan un análisis no lineal de integración directa implícita, paso a paso.

Los métodos de solución paso a paso intentan satisfacer el equilibrio dinámico en pasos de tiempo discretos y pueden requerir iteración, especialmente cuando se desarrolla un comportamiento no lineal en la estructura y la rigidez del sistema estructural total debe recalcularse debido a la degradación de la resistencia y redistribución de fuerzas. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

Entre los métodos de integración implícitos se encuentran los métodos de familia de Newmark y el método- α de Hilber Hughes & Taylor, recomendados para el análisis de tiempo historia del viaducto.

2.6.1.1 Métodos de la familia Newmark

En la investigación de (Newmark 1959, citado en Wilson, 1995) indica que la familia de métodos de integración de un solo paso de Newmark tiene una aplicación en el análisis dinámico para una variedad de estructuras de ingeniería tanto para cargas sísmica como de impulso. Muchas investigaciones posteriores han modificado y mejorado el método haciendo posible utilizar diferentes métodos de integración numérica especificando diferentes parámetros de integración. Algunos de los métodos de integración para el método Newmark más utilizados se resumen en la tabla N°2.1.

Aviram, Mackie, & Stojadinovic, (2008), indica en su informe, para sistemas estructurales complejos donde existe gran cantidad de periodos cortos, el método de aceleración promedio modificado, es el método más adecuado que se deberá utilizar para el análisis dinámico no lineal paso a paso.

Tabla N° 2.1: Resumen de los métodos de la familia de Newmark modificados por el factor δ

MÉTODO	γ	β	δ	$\frac{\Delta t}{T_{min}}$	PRECISIÓN
Diferencia Central	1/2	0	0	0.3183	Excelente para Δt pequeño Inestable para Δt grande
Aceleración Lineal	1/2	1/6	0	0.5513	Muy bueno para Δt pequeño Inestable para Δt grande
Aceleración promedio	1/2	1/4	0	∞	Bueno para Δt pequeño Ninguna disipación de energía
Aceleración promedio modificado	1/2	1/4	$\frac{\Delta t}{\pi}$	∞	Bueno para Δt pequeño Disipación de energía para Δt grande

Fuente: Tablas 20.2 (Wilson, 1995)

2.6.2 Registros sísmicos

Los registros sísmicos son una representación gráfica de los movimientos que experimenta el suelo por efecto de los sismos en un determinado punto de la tierra, en los cuales se pueden extraer con lecturas los registros de aceleración del suelo.

Los registros están en función de la ubicación del equipo con el que se realiza la medición, depende del tipo de suelo, la distancia a la fuente, de la atenuación de las ondas y también de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sísmica.

Las aceleraciones en un registro suelen ser cambiante de manera radical por la ubicación y el tipo de suelo, por lo cual es de suma importancia que la estructura a ser analizada disponga de los registros que representen las aceleraciones para el tipo de suelo y la ubicación lo más cercano posible.

Según las recomendaciones del código AASHTO LRFD (2017), el análisis del tiempo – historia debe realizarse con no menos de tres conjunto de datos (dos componentes horizontales y un componente vertical) de registros de aceleración, que serán seleccionadas de manera apropiada, y no deben ser menos de tres eventos grabados o sintéticos.

Cuando se usan tres eventos de registros de aceleración en el análisis de una estructura, el valor máximo de cada parámetro de respuesta se utilizará para determinar la aceptabilidad del diseño. Y cuando se emplean siete o más eventos de registro de aceleración, el valor promedio de cada parámetro de respuesta puede usarse para determinar la aceptabilidad del diseño. (AASTHO, 2017)

2.6.3 Escalamiento de registros de aceleración

El escalamiento de los registros de aceleración tiene el propósito de permitir que se realice el análisis de una estructura en el tiempo, mediante un registro que produzca aceleraciones similares a las esperadas en el estudio de riesgo sísmico del lugar, del cual se obtienen los espectros de respuesta.

Para la aplicación del método de escalamiento se presentara el procedimiento indicado en ASCE 7-05, para lo cual se debe seguir las siguientes consideraciones: (ASCE/SEI 7-05, 2005)

- Los registros sísmicos deben consistir en pares de componentes horizontales de aceleraciones del suelo.
- Se deben considerar que los registros sísmicos obtenidos en eventos de magnitudes, distancia de falla y mecanismos de ruptura de placas serán consistentes con aquellos que controlan el sismo máximo considerado.
- En el caso de no contar con el número mínimo de registros, se recomienda usar registros simulados o sintéticos.
- Para cada par de componentes horizontales de movimientos del suelo se debe construir el espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento.
- Cada par se escalará por un mismo factor, de modo que el rango de periodos estará entre $0.2T$ y $1.5T$ (siendo T el periodo fundamental de la estructura).

- El promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no estará por debajo de 1.3 veces el espectro de diseño sísmico, por más de 10%, entre los periodos $0.2T$ y $1.5T$.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del espectro de capacidad (CSM, por sus siglas en inglés), es un método de análisis sísmico basado en el rendimiento o desempeño de la estructura, el procedimiento del método compara la capacidad de la estructura (en forma de curva de capacidad) con la demanda de la estructura (en forma de espectros de diseño). La superposición e intersección gráfica de estas dos curvas determina el punto de desempeño para la estructura. (Freeman, 2004)

El rendimiento o desempeño de la estructura depende de la forma en que la capacidad pueda manejar la demanda. Es decir, la estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo de manera que el rendimiento de la estructura sea compatible para los objetivos que fue diseñado. (Shinozuka, Feng, Kim, & Kim, 2000; Fajfar, 1999)

La demanda representa la intensidad del movimiento sísmico en el suelo al que están sujetos los viaductos, mientras que la capacidad representa la capacidad de los viaductos para resistir dicha demanda sísmica. Esta capacidad está representada por una curva de fuerza cortante basal versus desplazamiento, obtenida por análisis estático no lineal (Pushover), y la demanda está representada por el espectro de diseño sísmico para la estructura en la zona de emplazamiento.

Para seguir el procedimiento establecido en el informe del ATC-40 (1996), para el método del espectro de capacidad se requiere determinar tres elementos principales: espectro de capacidad, espectro de demanda y punto de rendimiento, los cuales se describen brevemente en las siguientes secciones.

3.2 CURVA DE CAPACIDAD

La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Para determinar la capacidad de la estructura más allá del límite elástico, se necesita de un análisis no lineal, como el análisis "Pushover". (Applied Technology Council, 1996; Fajardo, 2012)

Con el análisis estático no lineal (Pushover), determinamos la curva de capacidad de la estructura, definida en un diagrama de fuerza cortante en la base versus desplazamiento.

3.2.1 Análisis estático no lineal - Pushover

El análisis estático no lineal que se conoce comúnmente como análisis "Pushover", es un procedimiento que utiliza una serie de análisis elásticos de manera secuencial, que luego serán superpuestos con el objetivo de obtener un diagrama de fuerza cortante basal V_b versus el desplazamiento de la estructura (ver figura N°3.1). Este diagrama representa la capacidad de la estructura de absorber una acción lateral inducida por un sismo.

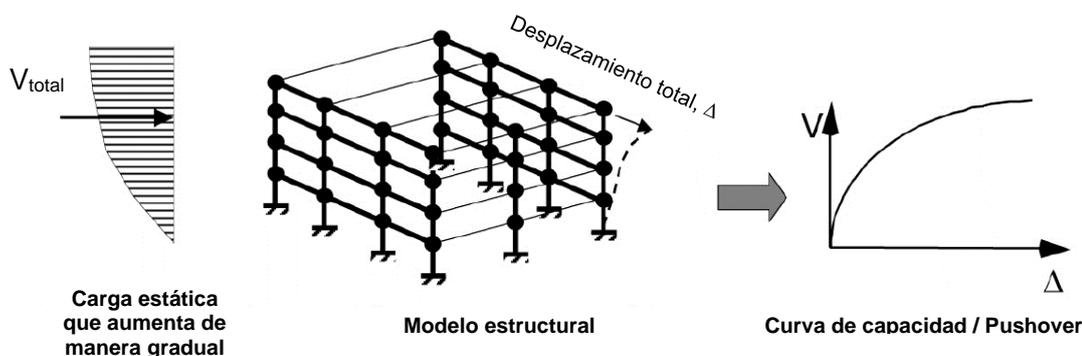


Figura N° 3.1: Curva de capacidad de una estructura (Cortante basal - desplazamiento)

El modelo matemático de la estructura es desarrollado y modificado paso a paso por medio de iteraciones, para tener en consideración la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos componentes estructurales, de manera posterior se aplica un incremento de la fuerza lateral hasta que los otros componentes adicionales también alcancen su fluencia. (Applied Technology Council, 1996; Fajardo, 2012)

Este procedimiento consiste en una serie de empujones horizontales de manera gradual siguiendo un patrón de carga, es un proceso iterativo que continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado, considerando que se alcanzó el posible colapso de la estructura.

Durante el aumento de la magnitud de la carga en el proceso iterativo, los conectores débiles y modos de falla de la estructura del viaducto son determinados.

El análisis Pushover proporciona una respuesta sísmica más realista del puente, por lo cual se requiere utilizar las propiedades del material esperados en los componentes del modelo. El análisis a partir del incremento de las cargas laterales permite examinar la secuencia de los estados límites, la formación de rotulas plásticas, y la redistribución de las fuerzas de toda la estructura (ver figura N°3.2). (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

La curva Pushover (fuerza vs deformación) del viaducto, también permite identificar cualquier comportamiento de reblandecimiento de toda la estructura debido a la degradación de la resistencia del material o efectos P- Δ .

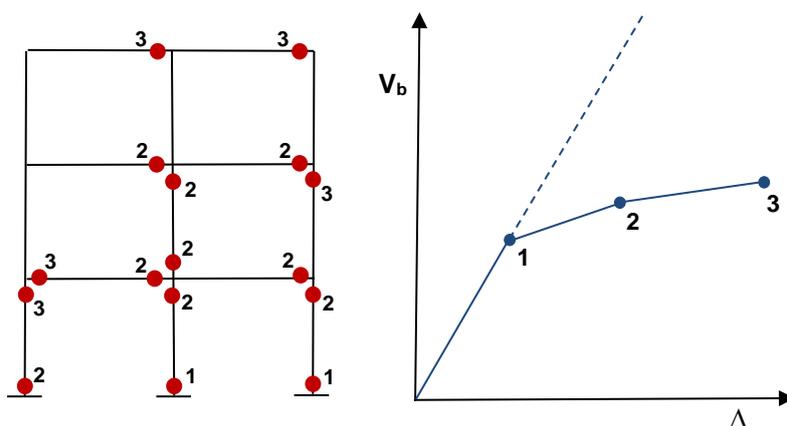


Figura N° 3.2: Formación del mecanismo de colapso (estados límites, formación de rotulas plásticas).

En la figura N° 3.3 se muestra el comportamiento de la fuerza versus deformación de una estructura en términos del momento versus rotación, los valores asignados a cada uno de esos puntos varían, de acuerdo con el tipo de miembros y modelo no lineal utilizado.

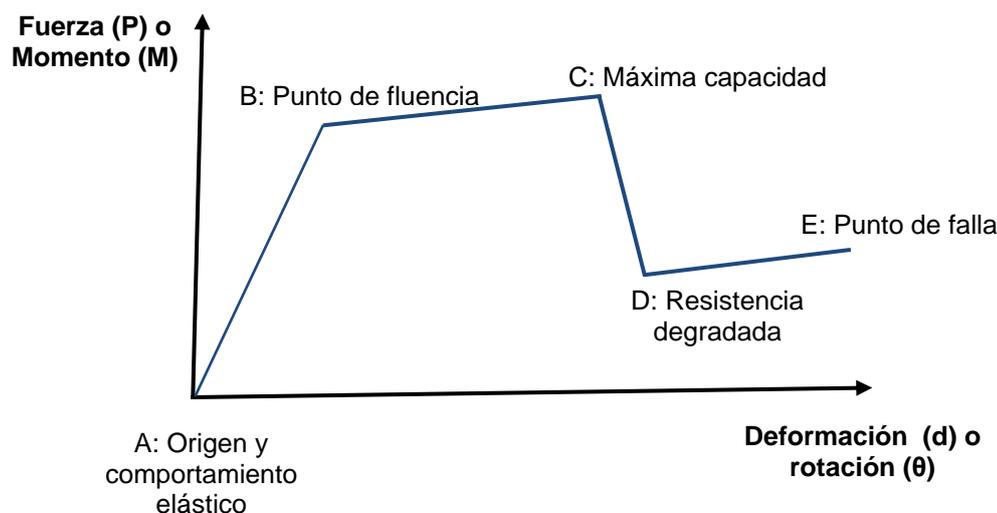


Figura N° 3.3: Fuerza – deformación ($P-d$) o momento – rotación ($M-\theta$), relación para la rotulas Pushover

3.2.2 Casos de carga “Pushover”

Los casos de carga empleados en la estructura del viaducto para el análisis Pushover (empuje lateral), serán definidos para empezar a partir de las condiciones finales del empuje por gravedad, donde la carga muerta de la superestructura del viaducto se aplica por completo.

El empuje de carga lateral como se muestra en la figura N°3.5, se puede realizar en varias direcciones, longitudinal, transversal y un ángulo α (respecto con las direcciones principales o ejes del viaducto), y de acuerdo con el sistema estructural considerado. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

3.2.3 Patrón de fuerza “Pushover”

Para definir un patrón de fuerza adecuado asignado a la estructura del viaducto, en el análisis se considera un caso de carga estática por separado para cada dirección.

Aviram, Mackie, & Stojadinovic (2008), define que la fuerza total de empuje o cortante de la base se distribuirá entre los nodos superiores de la

columna y en los extremos de la superestructura (en la conexión de los apoyos o estribos), de acuerdo con la masa de un ancho tributario asignada a cada nodo.

La masa tributaria de cada parte superior de la columna se obtendrá de la longitud tributaria de la superestructura y la mitad de la altura de la columna, como se muestra en la figura N°3.4.

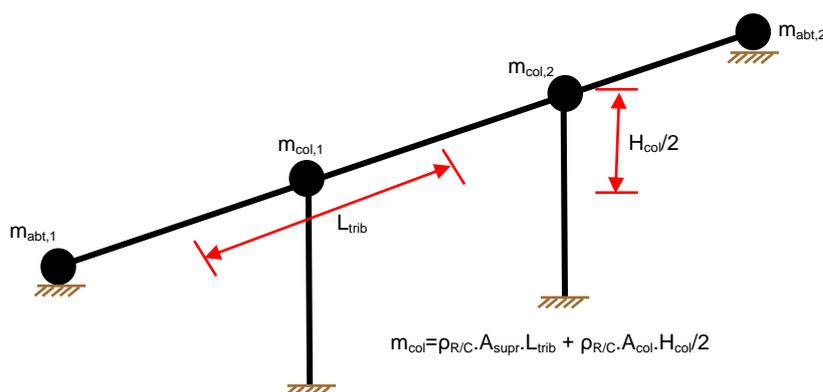


Figura N° 3.4: Masa tributaria del viaducto para el análisis Pushover

Donde:

m_{col} : masa nodal de la columna.

m_{abt} : masa nodal del estribo.

L_{trib} : longitud tributaria entre columnas o pilares.

A_{supr} : área de la superestructura

H_{col} : altura libre de la columna o pilar.

A_{col} : área de la columna.

$\rho_{R/C}$: peso volumétrico del concreto reforzado.

El patrón de fuerza que se define para el análisis Pushover se basa en la relación de la masa tributaria en cada punto entre la masa total del viaducto, como se describe en la ecuación N° 3.1:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (3.1)$$

Considerando que m_i , es la masa tributaria, ya sea en cada estribo o nodo superior de la columna.

Para utilizar el análisis Pushover se realiza la aplicación de fuerzas nodales estáticas en la parte superior de la columna o extremos de la estructura, como se muestra en la figura N° 3.5, la cual es una representación equivalente de las fuerzas de inercia. El patrón de carga en la dirección transversal tiene en consideración la distribución de la masa de traslación a lo largo del viaducto. (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008)

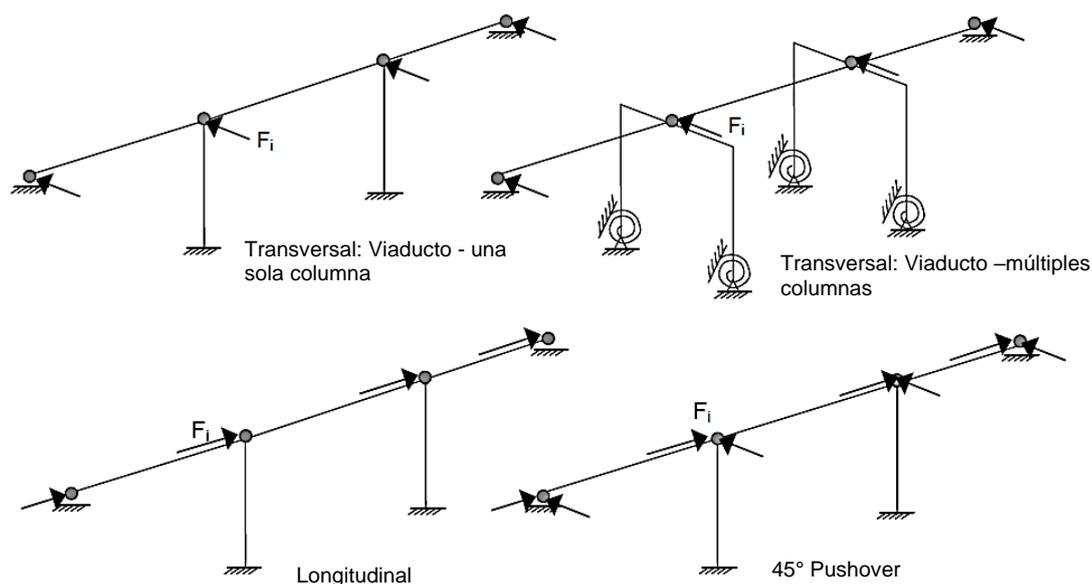


Figura N° 3.5: Patrón de fuerzas para el análisis Pushover

3.2.4 Valor de desplazamiento limitante

Al efectuar el análisis Pushover del viaducto, este se realizara mediante un método de desplazamiento controlado, por lo cual teniendo un desplazamiento límite especificado se obtendrá el comportamiento de degradación de la estructura mediante el monitoreo del desplazamiento del punto de referencia.

Este punto de referencia podrá ser uno de los nodos superior de la columna o en el centro de la longitud libre de apoyos en la parte superior de la superestructura.

Aviram, Mackie, & Stojadinovic (2008) propone para el desplazamiento limitante máximo (Δ_{\max}) en el punto de referencia, será alrededor de 50 a 100% del valor del desplazamiento máximo calculado para la columna (Δ_c), es decir $\Delta_{\max} = (1.5 \text{ a } 2.0) \Delta_c$.

3.3 ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para utilizar el método del espectro de capacidad es requerido transformar la curva de capacidad a un formato de espectro de diseño aceleración - desplazamiento (ADRS, por sus siglas en ingles), usando propiedades de los modos de vibración asociadas al modo fundamental de vibración. (Fajardo, 2012; Aburto, 2013)

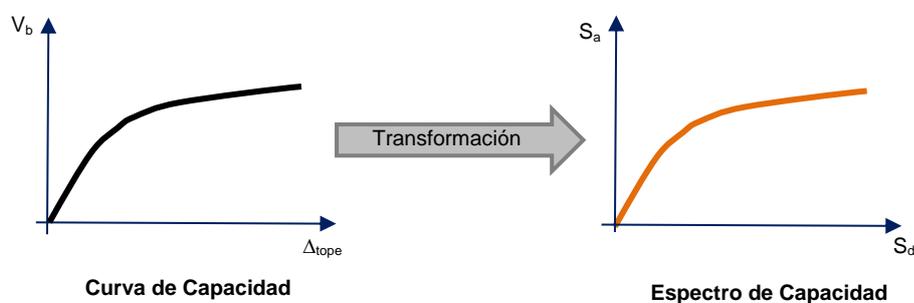


Figura N° 3.6: Transformación de la curva de capacidad a un formato de espectro de capacidad

Como se muestra en la figura N°3.6, la fuerza cortante en la base (V_b) y los desplazamientos se convierten en las aceleraciones espectrales y desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF, por sus siglas en ingles), respectivamente. Estos valores espectrales definen el espectro de capacidad. (Fajfar, 1999)

El espectro de aceleración - desplazamiento representa la variación de la aceleración espectral (S_a) con el desplazamiento espectral (S_d). Que son, respectivamente, los valores máximos de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de un sistema SDOF bajo una cierta relación de amortiguamiento (Banerjee & Shinozuka, 2007; Shinozuka, Feng, Kim, & Kim, 2000).

Estas aceleraciones y desplazamientos son calculados usando la información obtenida del análisis de capacidad como se muestra en las ecuaciones N°3.2 y 3.3:

$$S_a = \frac{V_b/W}{\alpha} \quad (3.2)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF \phi_{tope}} \quad (3.3)$$

Donde W es el peso total del viaducto, V_b es la cortante basal, Δ_{tope} es el desplazamiento horizontal del tope superior del viaducto, ϕ_{tope} es la amplitud del modo fundamental para el tope superior del viaducto, α y PF son coeficientes de masa modal y factor de participación modal del modo fundamental definido como sigue en las ecuaciones N°3.4 y 3.5. (Banerjee & Shinozuka, 2007)

$$\alpha = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g]} \quad (3.4)$$

$$PF = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g]} \quad (3.5)$$

Donde w_i es el peso asignado para el nodo i , ϕ_i es la amplitud de modo fundamental en el nodo i .

3.4 CURVA DE DEMANDA

La curva de demanda representa una estimación de la respuesta máxima esperada en aceleración para una estructura con respecto al tiempo, durante un evento sismo dentro de la zona de emplazamiento de la estructura analizada.

Conociendo las características y condiciones del sitio, en donde se emplaza la estructura, es posible construir el espectro de diseño sísmico correspondiente a la zona. Los datos requeridos para la elaboración de la curva de demanda serán adquiridos dentro de los registros de los estudios del expediente técnico del proyecto.

Para el uso del espectro de diseño se deberá construir sin ningún tipo de reducción ($R=1$), en primera instancia, para lo cual se tendrá en consideración un amortiguamiento del sistema en su fase elástica ($\xi=5\%$).

3.4.1 Espectro de Diseño Sísmico

Para elaborar el espectro de diseño sísmico podemos seguir los lineamientos establecidos en el procedimiento del código “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”.

El espectro de diseño elástico (amortiguado de 5%), es resultado de los cálculos usando los picos mapeados de los coeficientes de la aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral, escalados en el cero, corto, y largo periodo de los factores del sitio F_{pga} , F_a , y F_v , respectivamente. (AASHTO, 2017; MTC, 2018)

Utilizando los coeficientes mostrado en la figura N° 3.7, se elabora la gráfica de espectro de diseño.

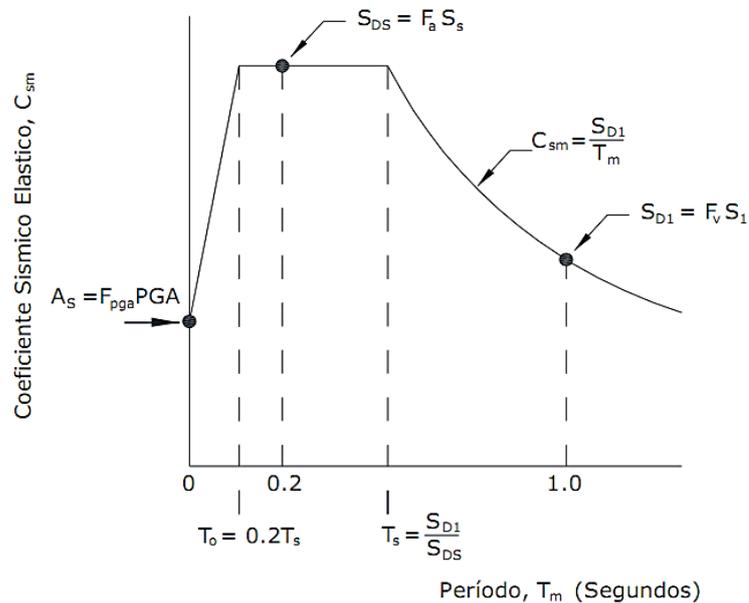


Figura N° 3.7: Diseño de espectro de diseño sísmico (Fuente: AASHTO, 2017)

Siguiendo con lo establecido en el código AASHTO, 2017; 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:

$$A_s = F_{pga}PGA \quad (3.6)$$

$$D_{DS} = F_a S_s \quad (3.7)$$

$$D_{D1} = F_v S_1 \quad (3.8)$$

Para las ordenadas del espectro de diseño (C_{sm}) se determinan teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

$$T_m \leq T_0; \quad C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (3.9)$$

$$T_0 \leq T_m \leq T_s; \quad C_{sm} = S_{DS} \quad (3.10)$$

$$T_s \leq T_m; \quad C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad (3.11)$$

Donde:

PGA: coeficiente de la aceleración pico del terreno sobre roca.

A_s: coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca.

S₁: coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca.

T_m: periodo de vibración del modo mth (s).

T₀: periodo de referencia usado para definir la figura espectral = 0.2T_s (s).

T_s: esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser inversamente proporcional al periodo = S_{D1}/S_{DS} (s).

▪ **Factores de sitio**

Los factores de sitio F_{pga} , F_a , y F_v están especificados en las tablas N° 3.1 y 3.2, respectivamente. Esos factores serán determinados usando las clases de sitio y los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1 que se encuentren definidos en los estudios realizados para el expediente técnico.

Se presenta las siguientes tablas para los valores de factor de sitio: (AASTHO, 2017; MTC, 2018)

Tabla N° 3.1: Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a

Clase de Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 $S_s ≤ 0.25$	PGA = 0.20 $S_s = 0.50$	PGA = 0.30 $S_s = 0.75$	PGA = 0.40 $S_s = 1.00$	PGA ≥ 0.50 $S_s ≥ 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_s .

Fuente: Tablas 3.10.3.2-1 y 3.10.3.2-2 (AASTHO, 2017)

Tabla N° 3.2: Coeficientes de Sitio F_v

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 ≤ 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 ≥ 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

Fuente: Tabla 3.10.3.2-3 (AASTHO, 2017)

▪ **Definiciones de clases de sitio**

Un sitio será clasificado como clase A o F de acuerdo con la definición de clases de sitio descrito en la tabla N° 3.3. Los sitios tendrán una clasificación de acuerdo a su rigidez, que será determinado por la velocidad de onda de corte. (AASHTO, 2017)

Tabla N° 3.3: Definición Clase de Sitio

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

Fuente: Tabla 3.10.3.1-1 (AASHTO, 2017)

3.5 ESPECTRO DE DEMANDA

Para emplear el método del espectro de capacidad también se requiere convertir el espectro de diseño elástico ($\xi = 5\%$) que está en términos de aceleración espectral (S_a) versus periodo (T), a un formato ADRS, como se muestra en la figura N°3.8. La transformación del espectro de aceleraciones ($S_a - T$), al formato mencionado se puede realizar mediante la ecuación N° 3.11. (Banerjee & Shinozuka, 2007; Applied Technology Council, 1996)

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \tag{3.11}$$

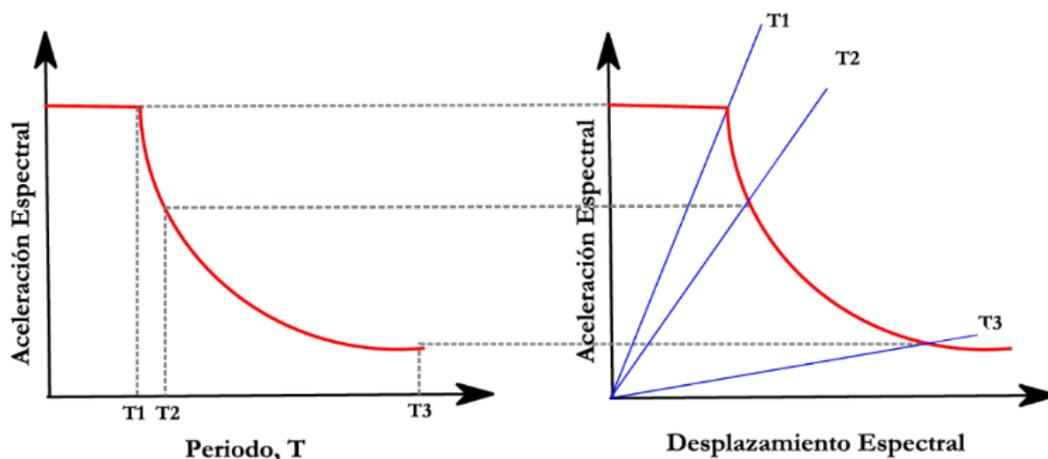


Figura N° 3.8: Transformación del espectro de diseño elástico al espectro de demanda

En este formato “Espectro de aceleración – desplazamiento”, se visualiza el periodo a través de líneas rectas que pasan por el origen de coordenadas.

3.6 PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño (performance point), es el punto de intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, en donde la ductilidad del espectro de demanda será igual a la ductilidad de la estructura.

La determinación del punto de desempeño utilizando las curvas de capacidad y el desplazamiento espectral de la demanda, nos ayuda a obtener una verificación del rendimiento de la estructura, ya que la verificación de rendimiento comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no se dañen más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

Para encontrar el punto donde la demanda y la capacidad son iguales, se sigue un procedimiento de prueba y error. Sin embargo, para este fin, existen diferentes procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo. Para simplificar el procedimiento de encontrar este punto de intersección el ATC-40 (1996), propone 3 procedimientos simplificados, de los cuales solo se describirá uno de ellos en el presente trabajo de investigación.

El Procedimiento A, propuesto en el ATC-40 (1966), es un procedimiento analítico que permite encontrar el punto de desempeño, aplicando el concepto del método del espectro de capacidad, el cual es uno de los procedimientos más

usados, esto debido a su sencillez y la posibilidad de ser programado. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Desarrollar el espectro de demanda elástico con el 5% de amortiguamiento, descrito líneas arriba en la sección 3.4.
2. Calcular la curva de capacidad de la estructura, descrito líneas arriba en la sección 3.2.
3. Transformar las curvas de capacidad y demanda al formato ADRS (aceleración y desplazamiento espectrales), usando las expresiones descritas en las secciones 3.3 y 3.5. Luego, superpones las dos gráficas.
4. Elegir un punto sobre la curva de capacidad (d_{pi}, a_{pi}) , tal como se muestra en la figura N° 3.9, el cual es un punto inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda.
5. Desarrollar la representación bilineal, usando el punto asumido y encontrar el punto (d_y, a_y) . Ver la sección 3.6.1.
6. Calcular los factores de reducción espectral (SR_A y SR_V), estos factores dependen del diagrama bilineal asumido. Luego graficar el espectro reducido. Ver la sección 3.6.2.
7. Determinar si la intersección del espectro reducido con el espectro de capacidad es cercana al punto (d_{pi}, a_{pi}) , inicialmente supuesto, y si tal diferencia es tolerable, este punto es el punto de desempeño, según la expresión del punto asumido (3.23).
8. De no cumplirse el paso 7, se debe volver al punto 5 con un nuevo (d_{pi+1}, a_{pi+1}) , que podría ser el último punto de intersección.

3.6.1 Representación bilineal del espectro de capacidad

Para elaborar la representación bilineal se define el punto (d_{pi}, a_{pi}) , el cual será el un punto inicial del proceso iterativo, ver figura N° 3.9, a partir de este punto se irá reduciendo el espectro de demanda.

Las coordenadas del punto en donde ocurre la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad, se conoce como el punto de desempeño. Por lo cual la ubicación del punto de desempeño debe satisfacer lo siguiente:

- ✓ El punto debe descansar en la curva de espectro capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
- ✓ El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, lo cual representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento. Para este método, la reducción del espectro se efectúa a través del empleo de factores que están en función al amortiguamiento efectivo, como se explica en la sección 3.6.2.

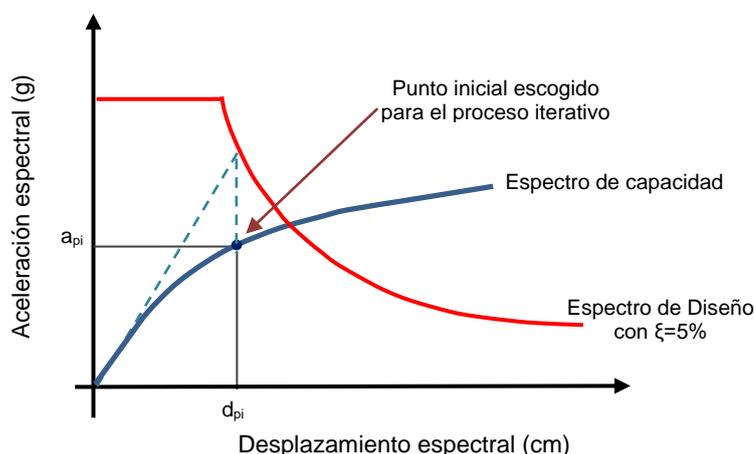


Figura N° 3.9: Ubicación del punto inicial de prueba (punto asumido) – Punto de desempeño

Para poder construir la representación bilineal se traza una recta a partir del origen con una pendiente similar a la rigidez inicial de la estructura, luego se dibuja una segunda línea a partir del punto (d_{pi}, a_{pi}) hasta que cruce la primera línea, de manera que el área A_1 , sea igual al área A_2 , el punto de intersección de ambas rectas definirá el punto (d_y, a_y) , como se puede apreciar en la figura N° 3.10.

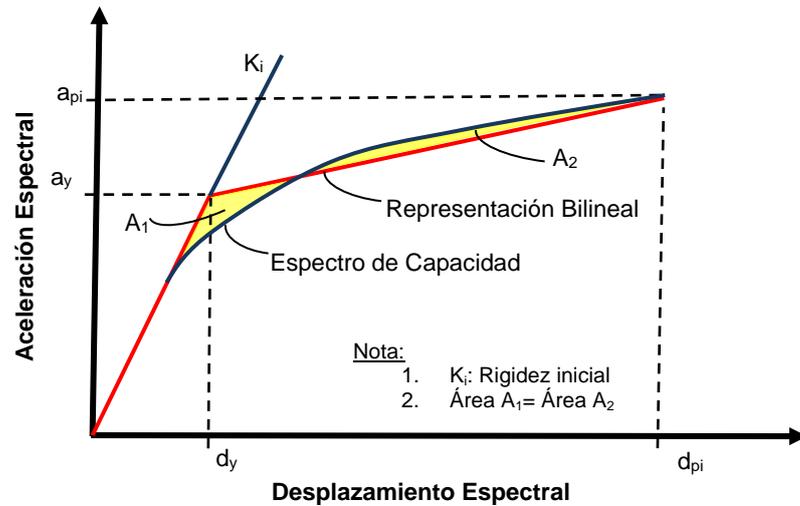


Figura N° 3.10: Representación bilineal del espectro de capacidad por el criterio de igualdad de energía disipada

3.6.2 Cálculo de los Factores de Reducción Espectral SR_A y SR_V

- **Estimación del amortiguamiento efectivo**

El amortiguamiento ocurre cuando el sismo hace incursionar a la estructura en su intervalo inelástico, este amortiguamiento puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso, que es inherente de la estructura y amortiguamiento histerético.

El ATC-40 (1966) representa el amortiguamiento histerético como un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento equivalente (β_{eq}) asociado al desplazamiento puede ser estimado de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad (3.12)$$

El término β_o , es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso, y puede ser calculado como se muestra en la ecuación N° 3.13. El valor 0.05 es el 5 % de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (asumida para ser constante).

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad (3.13)$$

Donde:

E_D : Es la energía disipada por amortiguamiento.

E_{so} : Es la máxima energía por deformación.

El significado físico de los términos E_D y E_{so} en la ecuación N° 3.13 se muestra en la figura N° 3.11.

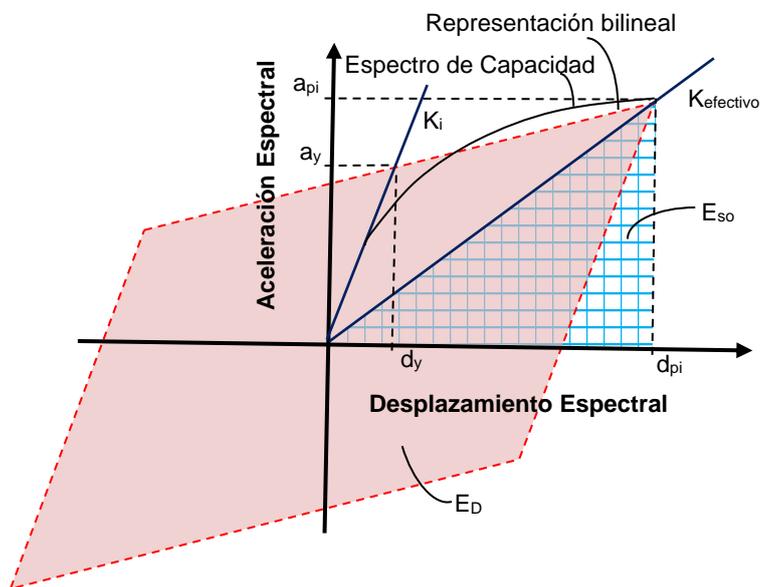


Figura N° 3.11: Derivación de amortiguamiento por la reducción espectral

E_D , es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento, es decir, es el área encerrada por un solo ciclo de histéresis, como se muestra en la figura N°3.11 (área del paralelogramo). E_{so} es la energía máxima de deformación asociada con ese ciclo de movimiento, es decir, el área del triángulo sombreado en la figura N° 3.11, ver ecuación N° 3.14.

$$E_{so} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2} \quad (3.14)$$

Para realizar el cálculo del área del paralelogramo se tiene la siguiente simplificación, ver figura N° 3.12.

$$E_D = (a_{pi} \cdot d_{pi}) - 2(A_1 + A_2 + A_3) \quad (3.15)$$

$$E_D = 4 \left[(a_{pi} \cdot d_{pi}) - 2 \left[(a_{pi} - a_y) d_y + \frac{(a_y \cdot d_y)}{2} + \frac{(d_{pi} - d_y) \cdot (a_{pi} - a_y)}{2} \right] \right] \quad (3.16)$$

$$E_D = 4(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) \quad (3.17)$$

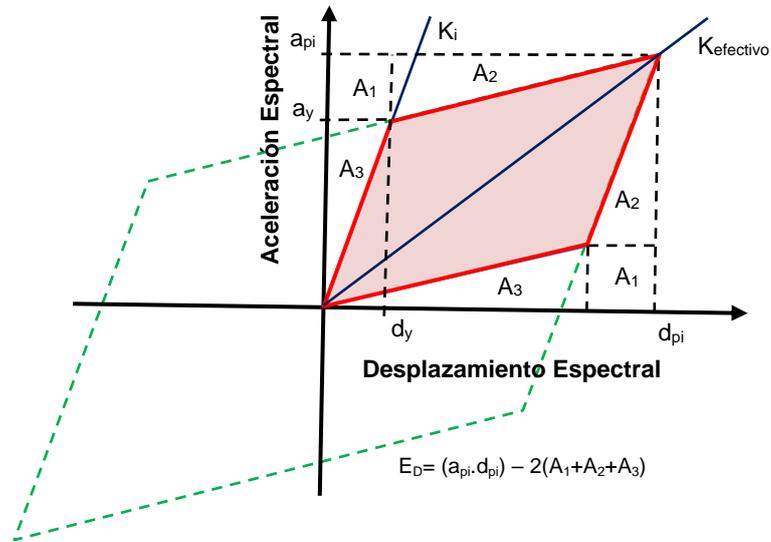


Figura N° 3.12: Derivación de energía disipada por el amortiguamiento, E_D

De las figuras y de las expresiones anteriores se puede deducir lo siguiente:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{2}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.18)$$

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 = \frac{2}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (3.19)$$

El ciclo de histéresis idealizado que se muestra en la figura N° 3.11 es una aproximación razonable para una estructura con detalles dúctiles sometido a movimientos del suelo de duración relativamente cortos (no hay suficientes ciclos para degradar elementos significativamente) y con una amortiguación viscosa equivalente inferior aproximada al 30%. Por lo tanto, para condiciones diferentes

a estas, la idealizado en la figura N° 3.11, conducen a sobreestimaciones del amortiguamiento viscoso equivalente, ya que los ciclos de histéresis reales son imperfectos, es decir, se reducen en área. (Applied Technology Council, 1996)

De tal manera, para estructuras que no suelen ser dúctiles, el cálculo de la amortiguación viscosa equivalente utilizando la ecuación N°3.19 y el ciclo de histéresis idealizado en la figura N°3.11 proyecta resultados que sobreestiman niveles realistas de amortiguamiento. El ATC-40 (1996), propone para permitir la simulación de ciclos de histéresis imperfectos (ciclos de área reducida), se introduce el concepto de amortiguación viscosa efectiva utilizando un factor de modificación de amortiguación, k. La amortiguación viscosa efectiva, β_{eff} , se define por:

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 0.05 = k \cdot \left[\frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} \right] + 0.05 \quad (3.20)$$

El factor k, depende del comportamiento estructural del viaducto, el cual a su vez depende de su sistema sismo resistente y la duración del sismo. El ATC-40 plantea valores para k, según el porcentaje de amortiguamiento histérico β_o (%).

Tabla N° 3.4: Valores del Factor k, para modificación del amortiguamiento

Tipo de comportamiento de la estructura	β_o (%)	k
TIPO A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$
TIPO B	≤ 16.25	2/3
	> 16.25	$0.845 - 0.446 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$
TIPO C	Cualquier valor	1/3

Fuente: ATC-40 ,1996

Para la selección del tipo de comportamiento de la estructura depende de la capacidad de resistencia de los elementos primarios y de la duración de la sollicitación sísmica. La duración de un sismo se debe considerar cuando se desea determinar un nivel apropiado de amortiguamiento efectivo ya que los sistemas

estructurales reducirán su capacidad de absorber energía al ser sometidos a ciclos repetidos de demandas sísmicas altas.

De acuerdo a lo mencionado, ATC-40 propone el siguiente criterio para seleccionar el tipo de comportamiento de la estructura.

Tabla N° 3.5: Tipo de comportamiento de la estructura

Duración del sismo	Estructura nueva	Estructura existente promedio	Estructura antigua
Periodo corto	TIPO A	TIPO B	TIPO C
Periodo largo	TIPO B	TIPO C	TIPO C

Fuente: ATC-40 ,1996

▪ **Reducción del espectro de demanda**

Los factores empleados para reducir el espectro de demanda son el resultado de las siguientes ecuaciones:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(100 \cdot \beta_{eff})}{2.12} \quad (3.21)$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln(100 \cdot \beta_{eff})}{1.65} \quad (3.22)$$

Los valores obtenidos con estas fórmulas deben ser mayor o igual a los valores de la siguiente tabla:

Tabla N° 3.6: Valores mínimos permitidos para los factores de Reducción Espectral

Tipo de comportamiento estructural	SR _A	SR _v
TIPO A	0.33	0.50
TIPO B	0.44	0.56
TIPO C	0.56	0.67

Fuente: ATC-40 ,1996

▪ **Aceptación del punto asumido**

Es aceptable el punto asumido (d_{pi}), si se encuentra dentro del siguiente rango:

$$0.95d_{pi} < d_i < 1.05d_{pi} \quad (3.23)$$

Si la tolerancia no es aceptable se debe seleccionar un nuevo punto d_{pi} y repetir el proceso. El nuevo punto puede ser d_i . Ver figura N° 3.13.

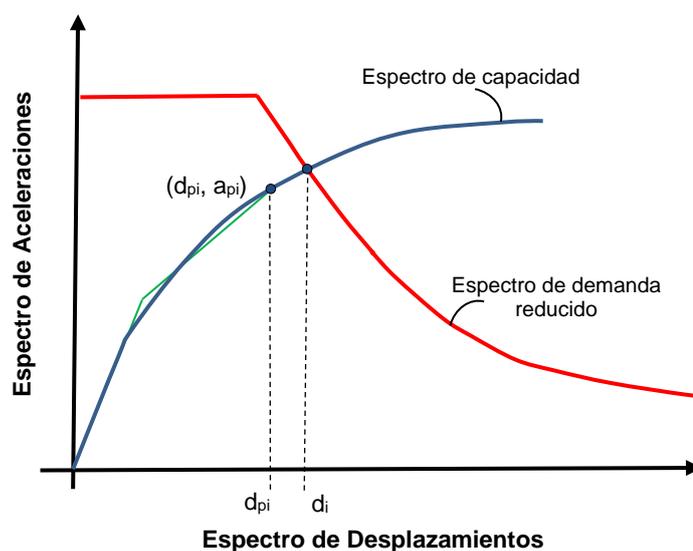


Figura N° 3.13: Aceptación del punto de despeño por el método del espectro de capacidad

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

4.1 DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

Para aplicar la metodología propuesta en esta tesis se realizará un análisis estático no lineal a un viaducto elevado que forma parte del sistema de transporte masivo, metro de Lima - Línea 1.

4.1.1 Definiciones para el viaducto

- **Tramo:** Conjunto de módulos de la estructura del viaducto elevado.
- **Módulo:** Conjunto de vanos de la estructura del viaducto entre juntas de dilatación.
- **Vanos:** Distancia entre ejes de columnas consecutivas.

4.1.2 Ubicación

La ubicación del viaducto elevado se encuentra en el departamento de lima en el distrito de San Juan de Lurigancho, corresponde al sistema del Tren Eléctrico Av. Grau – San Juan de Lurigancho. La cual está formada por 10 tramos, desde el tramo “M” al tramo “V”. El viaducto estudiado se encuentra en el módulo MU2, tramo “U” (ver figura N°4.1).

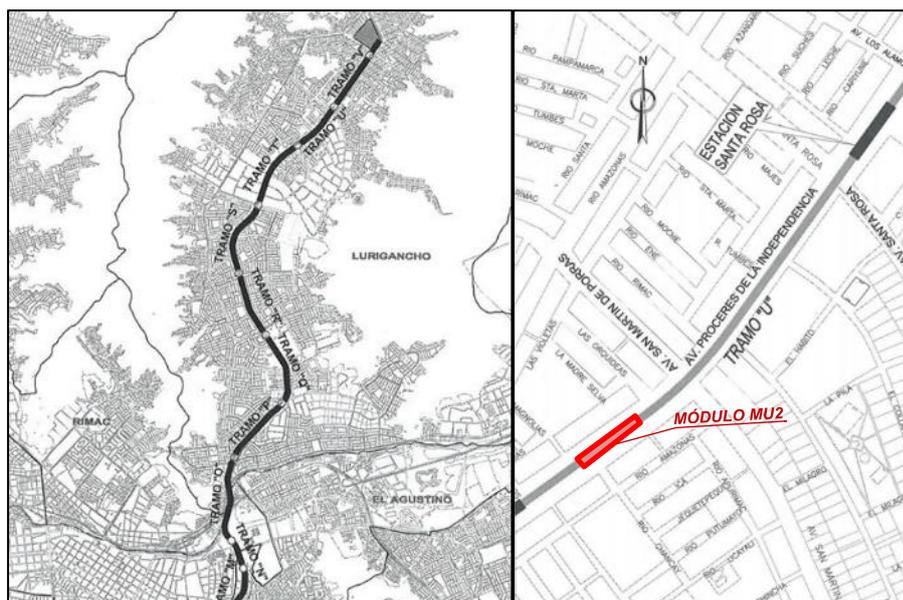


Figura N° 4.1: Ubicación del Tramo "U" de la Línea 1 del metro de Lima.

El tramo U está formado por 9 módulos como se muestra en la tabla N°4.1. Cada módulo es un conjunto de vanos entre dos juntas de dilatación consecutivas, formado por vanos de luces iguales o luces variables dependiendo de los cruces de calles, intersecciones o configuración de bermas.

Tabla N° 4.1: Numero de módulos en el tramo “U”

TRAMO	MÓDULO	NÚMERO DE VANOS - LONGITUD (m)
U	MU1	5 - 25m.
	MU2	5 - 25m.
	MU3	4 - 25m.
	MU4	2 - 25m., 1 - 30m. y 2 - 25m.
	MU5	4 - 25m.
	MU6	5 - 25m.
	MU7	5 - 25m.
	MU8	1 - 25.817m., 1 - 42m. y 1 - 25.817m.
	MU9	5 - 25m.

Fuente: Elaboración propia

4.1.3 Geometría del Viaducto MU2

El módulo MU2 perteneciente al tramo “U” (ver figura N° 4.1), está formado por 5 vanos de luces iguales de longitud de 25 m. La posición de columnas para el tramo sigue el ordenamiento urbano general de la Av. Próceres de la Independencia en un tramo recto y se asigna un eje desde U5 hasta U10, las coordenadas de la disposición de las columnas se pueden apreciar en la tabla N° 4.2. La identificación de las columnas está relacionada con el tramo en que se encuentra y se ha enumerado sucesivamente conforme avanza el viaducto (ver figura N° 4.2 y 4.3).

Tabla N° 4.2: Tabla de coordenadas del viaducto MU2

COLUMNA	AZIMUT	COORDENADAS	
		NORTE	ESTE
U5	323°32'32"	8675561.503	282369.151
U6	323°32'32"	8675576.358	282389.258
U7	323°32'32"	8675591.214	282409.366
U8	323°32'32"	8675606.070	282429.473
U9	323°32'32"	8675620.925	282449.581
U10	323°32'32"	8675635.781	282469.688

Fuente: Elaboración propia

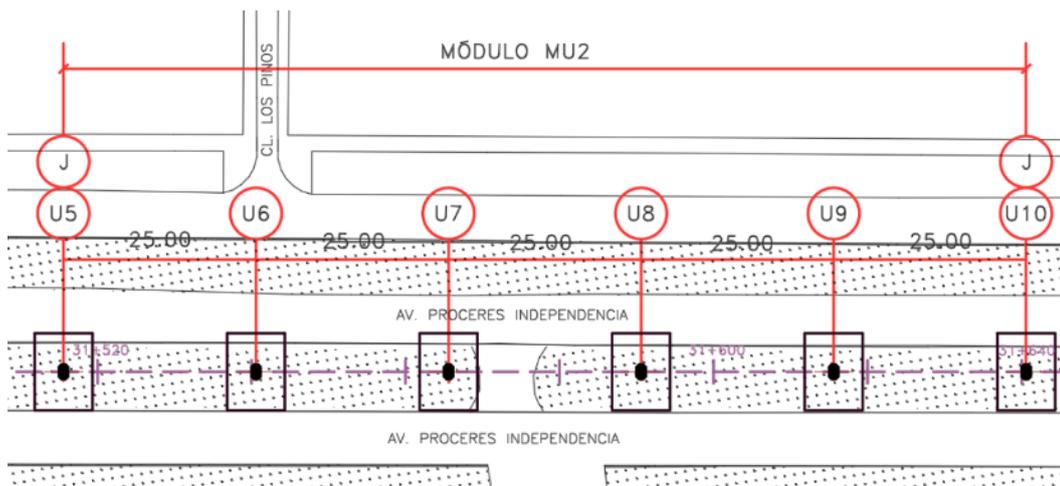


Figura N° 4.2: Vista en planta del viaducto elevado MU2

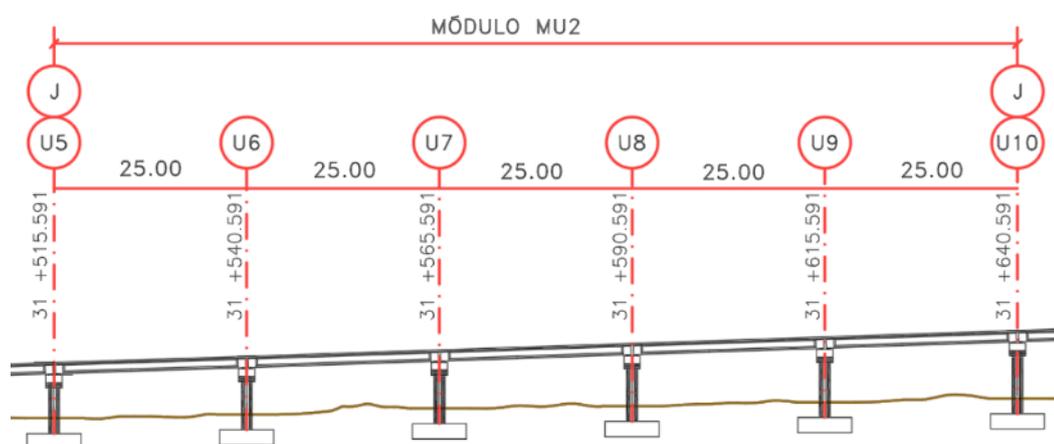


Figura N° 4.3: Elevación longitudinal del viaducto elevado MU2

4.1.4 Propiedades y geometría de los componentes estructurales en el viaducto MU2

El módulo MU2 consta de un tablero principal de cuatro vigas prefabricadas, pre-tensadas y losa de concreto armado vaciada in-situ para soportar el paso del tren. Los pilares son de tipo mono-columna, con una viga cabeza. Las mono-columnas de los pilares son del tipo octogonal. (Ver figura N°4.4).

Las cargas verticales de la superestructura se transmiten al pilar por medio de apoyos elastómericos colocados sobre la viga cabeza. Las cargas longitudinales se transmiten al pilar por medio de restricciones longitudinales embebidas en la viga cabeza y conectadas al tablero a través de los diafragmas.

La transmisión de cargas transversales se realiza por medio de llaves de corte entre el tablero y la viga cabezal.

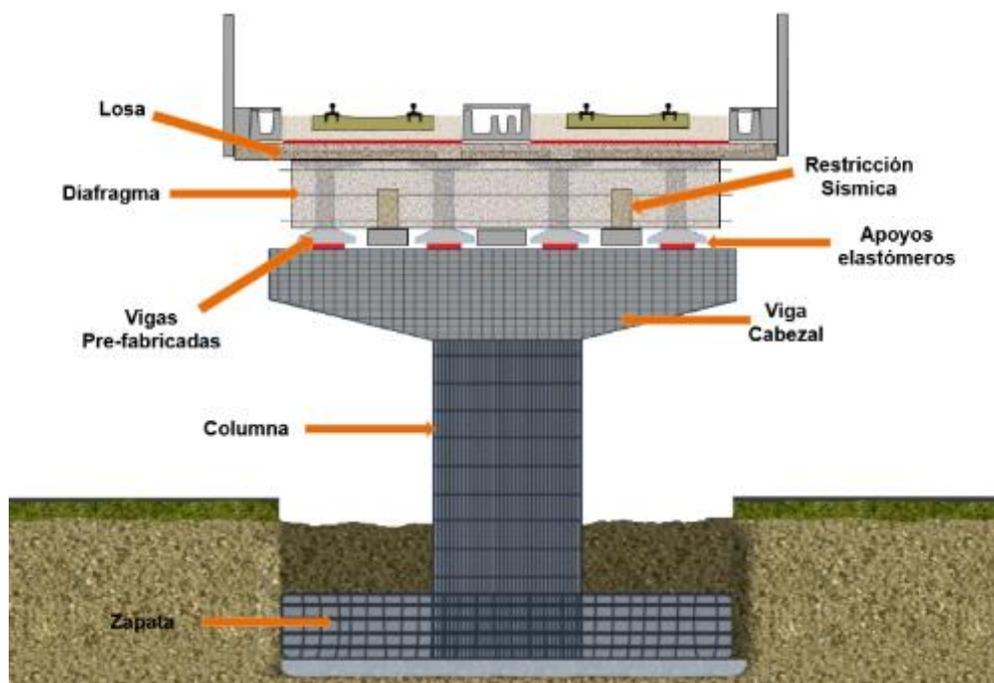


Figura N° 4.4: Sección transversal del viaducto, se indica los componentes estructurales.

A continuación se describe las propiedades y geometría de cada componente estructural del viaducto MU2:

- **Zapatas:**

Las zapatas son de sección rectangular, con dimensiones típicas para el módulo en estudio de 7.50 m. x 10.00 m., y con un peralte de 2.00 m. El concreto utilizado tiene una resistencia a la compresión especificada $f'_c=21$ MPa (210 kg/cm²) y el acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia especificada $f_y=420$ MPa (4200 kg/cm²). Ver planos a detalle en Anexo N°1.

- **Columnas:**

Las columnas son de sección octogonal con dimensiones exteriores de 1.40x2.10 m. (ver figura N°4.5), tienen la armadura de refuerzo dispuestas alrededor de un núcleo circular confinado por medio de estribos circulares, ver planos a detalle en Anexo N°1. La altura de las columnas es variable como se muestra en la tabla N° 4.3 y la figura N° 4.6, según la pendiente del trazo geométrico y el terreno natural. El concreto utilizado en las columnas tiene una

resistencia a la compresión especificada $f'_c=28$ MPa (280 kg/cm²) y el acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia especificada $f_y=420$ MPa (4200 kg/cm²).

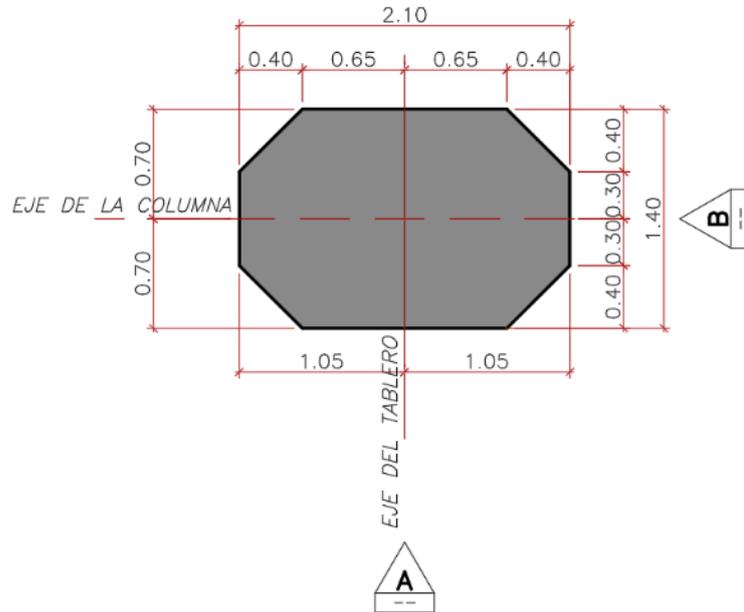


Figura N° 4.5: Sección transversal de columna

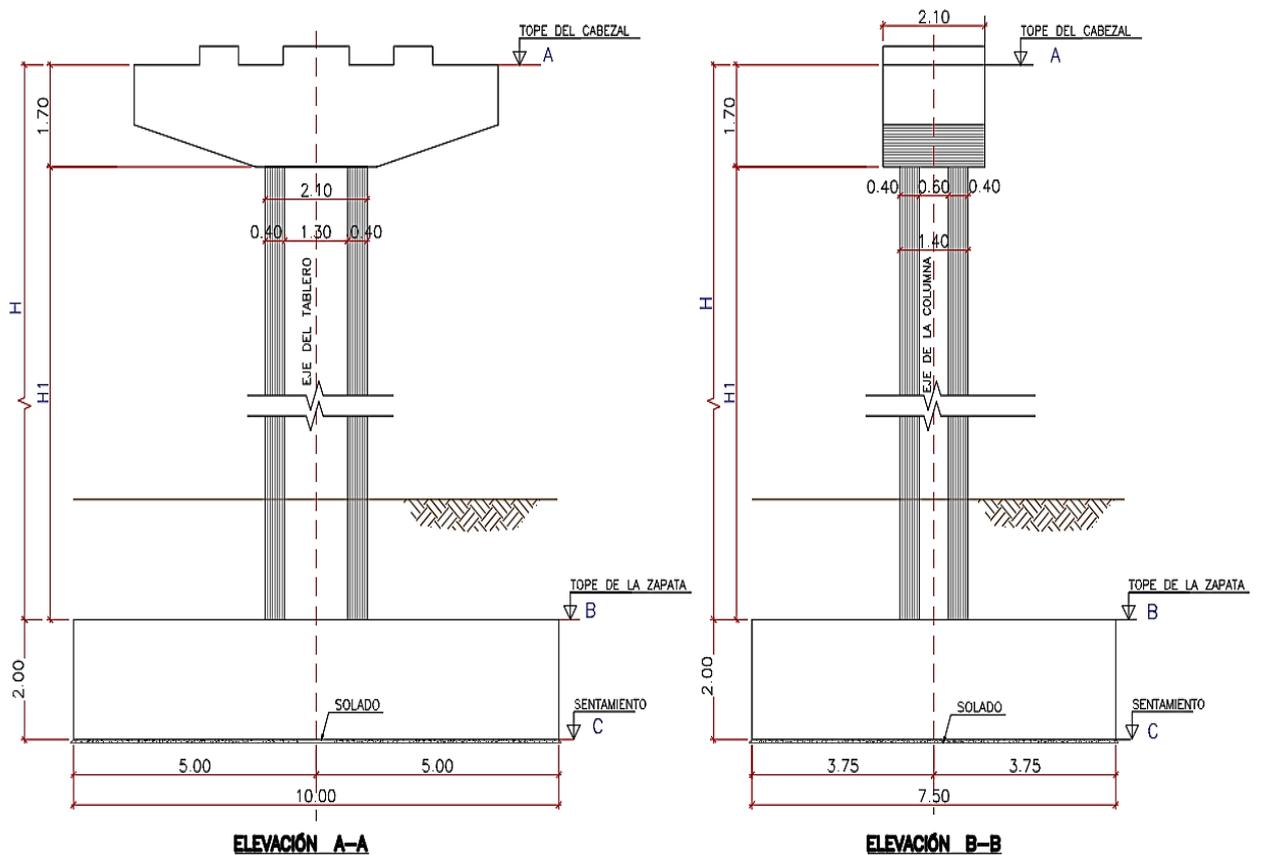


Figura N° 4.6: Elevaciones de la columna

Tabla N° 4.3: Tabla de dimensiones de columnas del viaducto MU2

CUADRO DE COLUMNAS					
EJE	H1 (m)	H (m)	A	B	C
U5	6.001	7.701	253.260	245.559	243.559
U6	6.283	7.983	254.068	246.085	244.085
U7	6.343	8.043	254.913	246.87	244.87
U8	6.899	8.599	255.758	247.159	245.159
U9	7.219	8.919	256.602	247.683	245.683
U10	7.582	9.282	257.447	248.165	246.165

Fuente: Elaboración propia

▪ **Viga Cabezal**

Las vigas cabezal son elementos de sección variable ubicados transversalmente sobre las columnas. El concreto utilizado en las vigas cabezal tiene una resistencia a la compresión especificada $f'_c=28$ MPa (280 kg/cm²) y el acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia especificada $f_y=420$ MPa (4200 kg/cm²). Ver planos a detalle en Anexo N°1.

▪ **Tablero**

La superestructura del tablero sobre el eje principal tiene un ancho total de 8.60m. Está compuesta por las vigas prefabricadas de peralte 1.30m y una losa de espesor de 20 cm. (Ver figuras N°4.7).

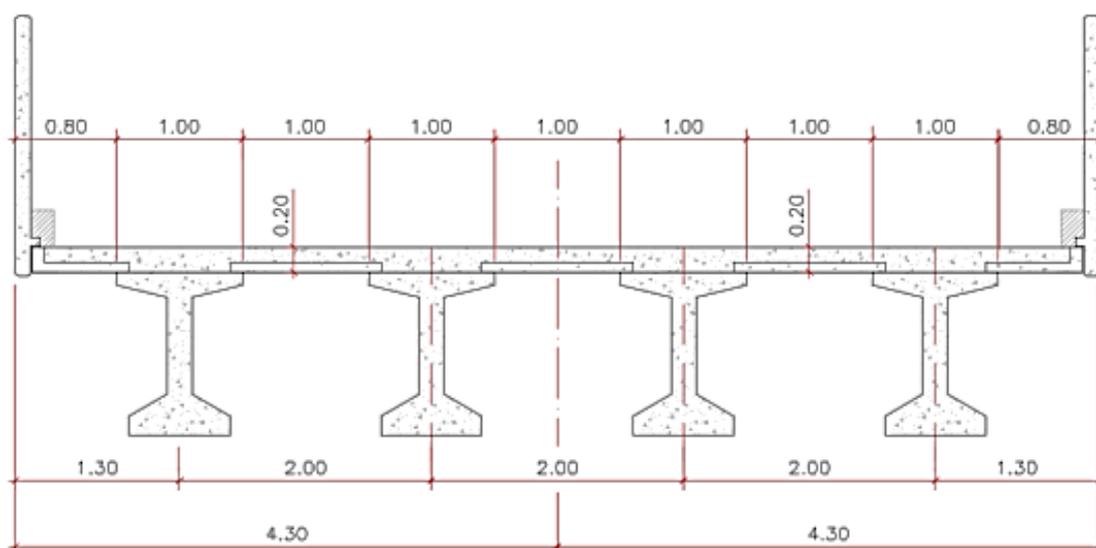


Figura N° 4.7: Elevación transversal de tablero del viaducto

- **Vigas Pre-fabricadas y Pre-tensadas**

Las vigas son pre-fabricadas y pre-tensadas de sección "I", las dimensiones se muestran en la figura N° 4.8. En los extremos de las vigas, en una longitud de 1.0 m la viga cambia a una sección rectangular (ver figura 4.8). El concreto utilizado en las vigas tiene una resistencia a la compresión especificada $f'c=42\text{MPa}$ (4200 kg/cm^2). Ver planos a detalle en Anexo N°1.

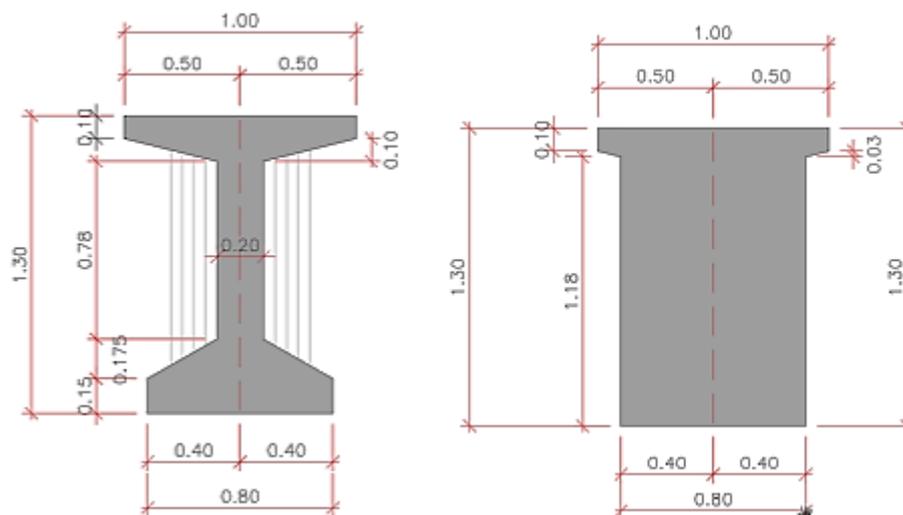


Figura N° 4.8: Dimensiones de las vigas pretensadas de sección I

- **Losa**

La losa tiene 20 cm. de espesor. El concreto de la losa tiene una resistencia a la compresión especificada $f'c= 35\text{MPa}$ (350 kg/cm^2). Ver planos a detalle en Anexo N°1.

- **Diafragma**

El diafragma sirve para dar continuidad a las vigas que soportan el paso del tren, son elementos de concreto pos-tensado que sirven para dar la continuidad a las vigas cabezal. El concreto usado para la construcción de los diafragmas tiene una resistencia a la compresión especificada $f'c= 35\text{MPa}$ (350 kg/cm^2). Ver planos a detalle en Anexo N°1.

- **Apoyos Elásticos**

Se tiene unos dispositivos de apoyo para las vigas prefabricadas, las cuales transfieren la carga del tablero a las vigas cabezales y el resto de la subestructura. Estos dispositivos presentan gran resistencia a las cargas

verticales y además presentan buena capacidad de distorsión lateral, la cual permite los desplazamientos relativos del tablero ante cambios de temperatura.

Los dispositivos son apoyos de neoprene (polycloropreno) de dureza 60 shore A, con medidas de 300 mm x 400 mm x 86 de espesor y 07 insertos metálicos en acero A36 de 3 mm de espesor c/u. (Ver figura N° 4.9).

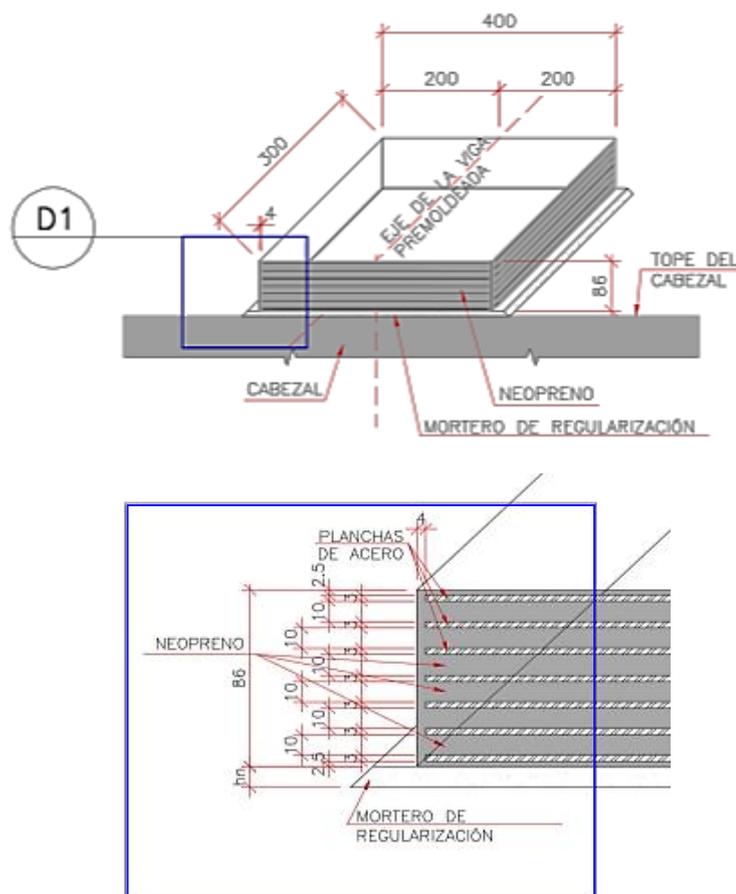


Figura N° 4.9: Detalle dispositivo elastomérico – (dimensiones en mm)

4.2 CONCEPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

El análisis estructural del viaducto elevado se realizó empleando un modelo tridimensional, recurriendo a un software comercial para el análisis. (Ver figura N°4.10).

Las propiedades y dimensiones de los materiales y elementos utilizados en el programa para construir el modelo matemático tridimensional son los descritos en la sección 4.1.4. Estos valores se pueden revisar en los planos adjuntos en el Anexo N°1.

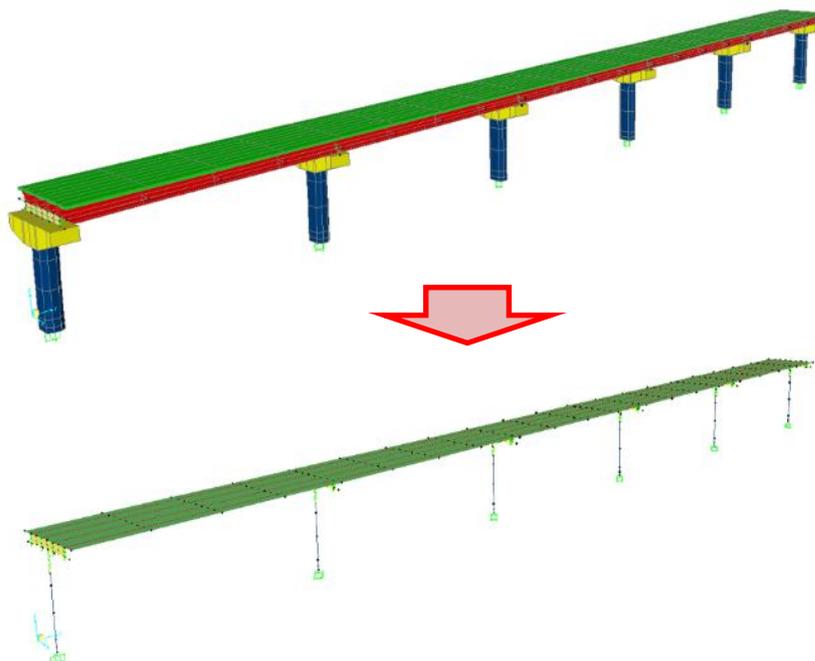


Figura N° 4.10: Esquema simplificado del modelo matemático

▪ **Cargas muertas o permanentes:**

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables. Se muestran en la tabla N° 4.4 las cargas muertas que han sido considerados en la estructura.

Tabla N° 4.4: Tabla de cargas muertas o permanentes

Cargas	Valor	Und
Viga Prefabricada	2400.00	kg/m ³
Viga Cabaezal	2400.00	kg/m ³
Diafragma	2400.00	kg/m ³
Pilar o Columna	2400.00	kg/m ³
Losa	480.00	kg/m ²
Balasto	6098.88	kg/m
Borde típico	1064.22	kg/m
Canaleta Central	488.28	kg/m
Canaleta lateral	1109.07	kg/m
Rieles	599.39	kg/m
Durmientes	140.00	kg/m

Fuente: Elaboración propia

▪ **Cargas vivas de trenes:**

La carga viva (LL) a considerar será el peso de la carga vertical móvil circulando sobre la estructura del viaducto, según recomendaciones indicadas en la normativa AREMA se utilizará la carga Cooper E 80 (EM 360) (AREMA, 2013), con cargas y ejes espaciados como se muestra en la figura N°4.11.

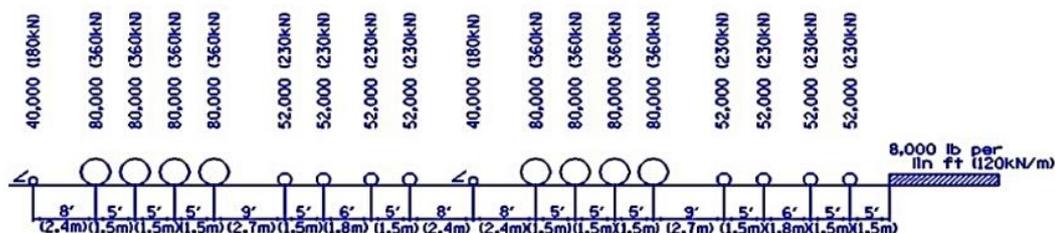


Figura N° 4.11: Carga tipo Cooper E80 (AREMA, 2013)

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

4.3.1. Análisis dinámico modal

4.3.1.1. Peso del Viaducto

Se define el peso (P) como la suma de la carga permanente total y un porcentaje de la sobrecarga. Según el código AASTHO (2017), para la combinación en un Evento Extremo I, y por las características del viaducto se considera un 50 % de la carga viva.

4.3.1.2. Parámetros del Análisis Modal

El número de modos a considerar fueron 55 los cuales permiten considerar más del 90 % participación de la masa total de la estructura en cada una de la direcciones longitudinal y transversal. Ver tabla N°4.5.

4.3.2. Periodos y modos de vibración

Empleando un software comercial para el análisis estructural, se ha obtenido los diferentes modos y periodos, como se muestra en la tabla N° 4.5. Los periodos y modos más representativos se muestran en la figura N°4.12.

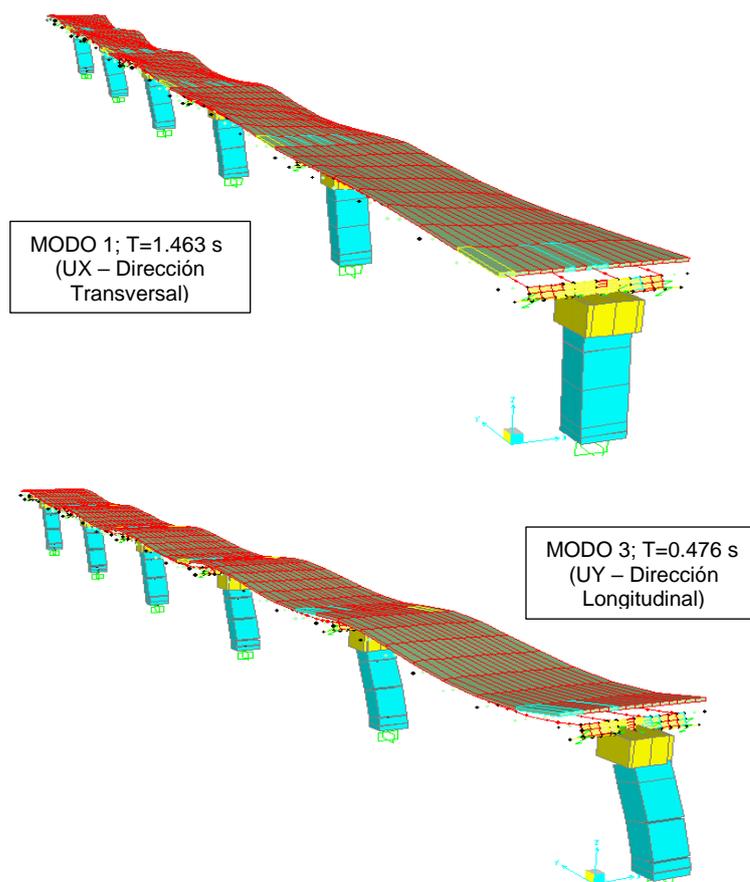


Figura N° 4.12: Participación modal de masas en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla N° 4.5: Resumen de los modos y periodos del viaducto.

MODO	PERIODO (s)	UX	UY
1	1.463	90.40%	0.00%
2	0.667	0.00%	0.00%
3	0.476	0.00%	96.00%
4	0.373	0.02%	0.00%
5	0.314	0.00%	0.00%
6	0.297	0.00%	0.32%
7	0.291	0.00%	0.00%
8	0.282	0.00%	0.00%
9	0.276	0.00%	0.01%
10	0.255	0.00%	0.07%
11	0.239	0.00%	0.03%
12	0.238	0.01%	0.00%
13	0.235	0.00%	0.00%
14	0.228	0.00%	0.00%
15	0.208	0.00%	0.00%
16	0.185	0.00%	0.00%

MODO	PERIODO (s)	UX	UY
17	0.184	0.00%	0.00%
18	0.182	0.00%	0.00%
19	0.180	0.00%	0.00%
20	0.178	0.00%	0.00%
21	0.169	0.00%	0.00%
22	0.150	0.00%	0.00%
23	0.147	0.00%	0.01%
24	0.124	0.00%	0.00%
25	0.119	0.00%	0.00%
26	0.116	0.00%	0.00%
27	0.114	0.00%	0.00%
28	0.113	0.00%	1.00%
29	0.111	0.00%	0.00%
30	0.110	0.00%	0.15%
31	0.110	0.00%	0.00%
32	0.108	0.00%	0.07%
33	0.107	0.00%	0.00%
34	0.105	0.00%	0.00%
35	0.103	0.00%	0.00%
36	0.103	0.00%	0.00%
37	0.098	0.00%	0.00%
38	0.097	0.00%	0.19%
39	0.096	0.00%	0.04%
40	0.096	0.00%	0.02%
41	0.095	0.00%	0.00%
42	0.094	0.00%	0.00%
43	0.093	0.00%	0.00%
44	0.086	0.00%	0.00%
45	0.086	0.00%	0.00%
46	0.086	0.00%	0.00%
47	0.086	0.00%	0.00%
48	0.083	0.00%	0.00%
49	0.083	0.00%	0.00%
50	0.083	0.00%	0.00%
51	0.083	0.00%	0.00%
52	0.083	0.00%	0.00%
53	0.082	1.30%	0.00%
54	0.080	0.02%	0.00%
55	0.078	0.02%	0.00%
SUMA:		91.77%	97.93%

Fuente: Elaboración propia

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal se realizó bajo el procedimiento recomendado por la guía “Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California” (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008).

El procedimiento para realizar el análisis estático no lineal – “Pushover” es el siguiente:

- Realizar el modelo 3-D del viaducto en un software para el análisis estructural.
- Definir las propiedades de los elementos estructurales (concreto y acero).
- Definir las cargas que serán necesarios para el análisis; cargas por gravedad, cargas vivas y cualquier otra carga que actúe sobre la estructura antes de la carga sísmica lateral.
- Definir los casos de carga estática no lineal y el caso de carga modal que se utilizaran para el análisis Pushover.
- Asignar el patrón de carga “Pushover” en cada dirección del análisis (transversal y longitudinal).
- Definir y asignar las rotulas plásticas en los pilares.
- Ejecute los casos de carga Pushover y verifique los resultados (curva de capacidad).

4.4.1. No Linealidad de los Materiales

4.4.1.1. Concreto

La no linealidad del material de concreto está representada por la ecuación de Mander, en sus dos estados no confinado y confinado, siguiendo lo indicado en la sección 2.4.1 y 2.4.2.

En la figura N° 4.13 se puede observar las curvas esfuerzo – deformación para el concreto confinado y no confinado.

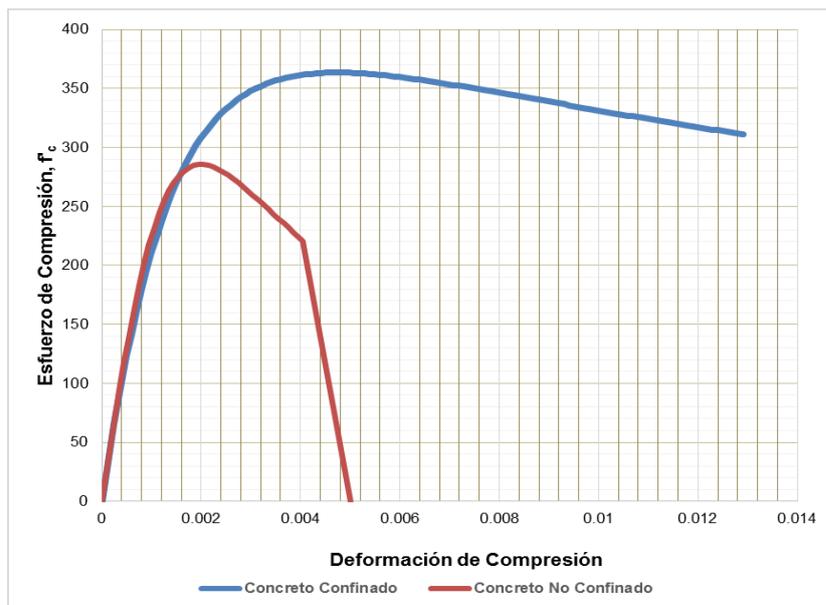


Figura N° 4.13: Curvas esfuerzo – deformación según el modelo de Mander para el concreto de las columnas, $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

▪ **Concreto no confinado**

f'_{co} : Resistencia a la compresión del concreto no confinado= 280 kg/cm^2 .

E_c : Modulo de elasticidad del concreto = $267568.38 \text{ kg/cm}^2$.

ϵ_{co} : Deformación del máximo esfuerzo del concreto $f'_{co} = 0.002$

ϵ_{sp} : Deformación unitaria de descascaramiento = 0.005 .

Para la curva del concreto no confinado se divide en dos segmentos:

$$\epsilon_c > 2\epsilon_{co}; \quad f'_c = \frac{f'_{co} \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (4.1)$$

$2\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{sp}$; Línea resta después de $2\epsilon_{co}$ hasta alcanzar ϵ_{sp} , la deformación unitaria de descascaramiento.

Donde:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} = \frac{\epsilon_c}{0.002} \quad (4.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 2.098 \quad (4.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} = 142759.54 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.4)$$

▪ **Concreto confinado**

Propiedades del concreto

f'_{co} : Resistencia a la compresión del concreto no confinado = 280 kg/cm².

E_c : Modulo de elasticidad del concreto = 267568.38 kg/cm².

Propiedades del refuerzo de confinamiento

f_{yh} : Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal = 4200 kg/cm².

d_b : Diámetro de la barra del refuerzo de confinamiento = 0.0159 m.

ε_{su} : Deformación última del esfuerzo de tensión del acero = 0.09.

Detalles de la sección transversal de la columna

A_{sp} : Área de la barra del refuerzo transversal = 0.0002 m².

s : Espaciamiento entre estribos = 0.10 m.

A_c : Área de la sección dentro de las líneas centro del estribo = 1.88 m².

Procesamiento de datos

ρ_{cc} : Ratio área de refuerzo longitudinal entre el área del núcleo = 0.024

A_{cc} : Área de concreto excluyendo el refuerzo longitudinal = 1.835 m².

s' : Espaciamiento libre entre estribos = 0.084 m.

A_e : Área de confinamiento efectivo de concreto = 1.770 m².

k_e : Coeficiente de Confinamiento efectivo (A_e / A_{cc}) = 0.965

$\rho_s = 0.006$

f_l : Presión lateral del concreto debido al refuerzo transversal.

f'_l : Presión lateral efectiva del concreto debido al refuerzo transversal.

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión del concreto confinado.

ε_{cc} : Deformación máxima del concreto para el esfuerzo f'_{cc} .

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} = 12.85 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.5)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} = 12.39 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.6)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) = 363.44 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.7)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} = \frac{\varepsilon_c}{0.0047} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0002 \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] = 0.0047 \quad (4.9)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.392 \quad (4.10)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = 76852.42 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.11)$$

En la figura N° 4.14 se puede observar el área efectivamente confinada para la sección transversal de las columnas del viaducto en estudio.

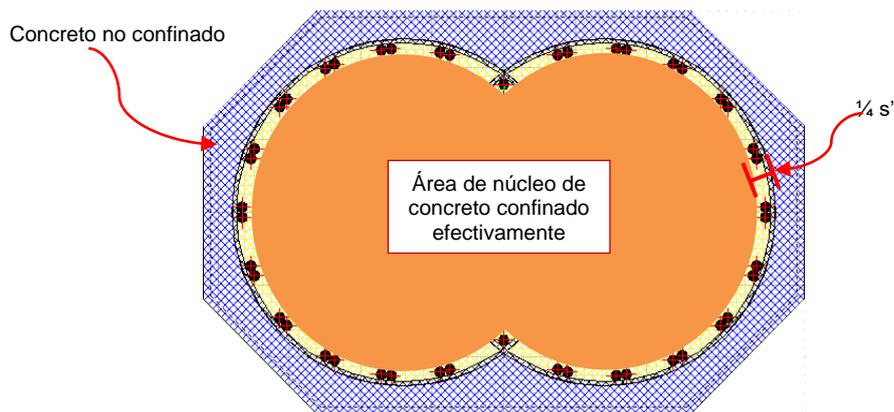


Figura N° 4.14: Concreto confinado de sección transversal de la columnas del viaducto MU2.

La deformación última del concreto a compresión está dada por la siguiente ecuación 2.30 indicada en la sección 2.4.2.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} = 0.0129 \quad (4.12)$$

Para obtener los valores del concreto confinado en las columnas se obtiene la ecuación N° 4.13, como resultado de los cálculos anteriores. Ver figura N° 4.13 desarrollo de la curva esfuerzo-deformación.

$$f'_c = \frac{505.91}{0.392 + x^{1.392}} \text{ kg/cm}^2 \quad (4.13)$$

4.4.1.2. Acero

Para el acero se empleó un modelo elastoplástico con endurecimiento curvo, como se describe en la sección 2.4.3.

En la figura N°4.15 se muestra el diagrama de esfuerzo versus deformación del acero de grado 60, con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm² y una deformación de 0.002 m/m, de la misma manera un esfuerzo ultimo de deformación de 6300 kg/cm² y una deformación ultima de 0.09 m/m.

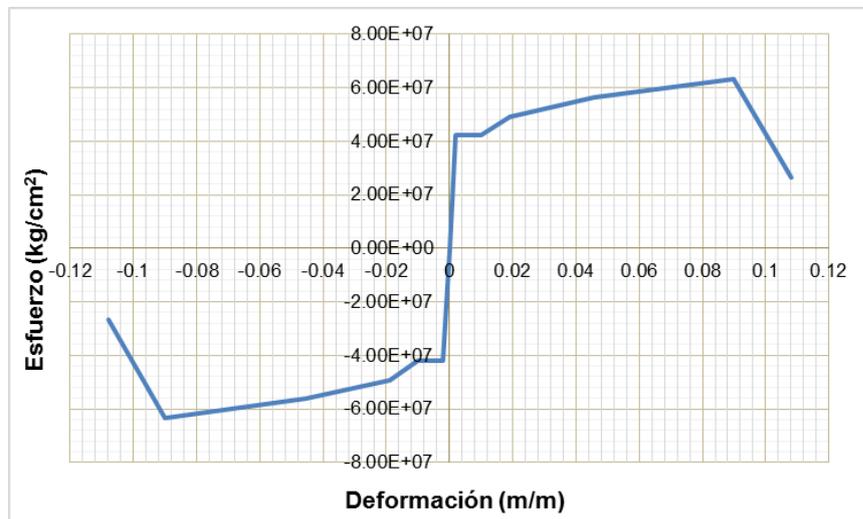


Figura N° 4.15: Diagrama esfuerzo - deformación del acero grado 60.

4.4.1.3. Diagrama Momento Curvatura

Para graficar el diagrama momento curvatura ($M-\phi$) de las secciones de las columnas se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación indicados en la sección 4.4.1.1 y 4.4.1.2, así mismo se consideró como carga axial (P_{col}) la suma de la carga permanente total y un porcentaje de la sobrecarga, obtenida del análisis de gravedad (ver sección 4.3.1.1). Se muestra en la tabla N° 4.6 los valores de carga axial empleados para los seis tipos de columna según su ubicación.

Tabla N° 4.6: Carga axial (P_{col}) por columna considerado para el análisis M- ϕ

COLUMNA	P_{col} (t)
U5	588.96
U6	1162.77
U7	1127.96
U8	1129.75
U9	1177.81
U10	582.80

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis momento – curvatura (Ver figura N° 4.16), se utilizó un software comercial de análisis estructural, donde la falla de la sección transversal se define como la fractura de la barra de refuerzo o el aplastamiento del concreto confinado.

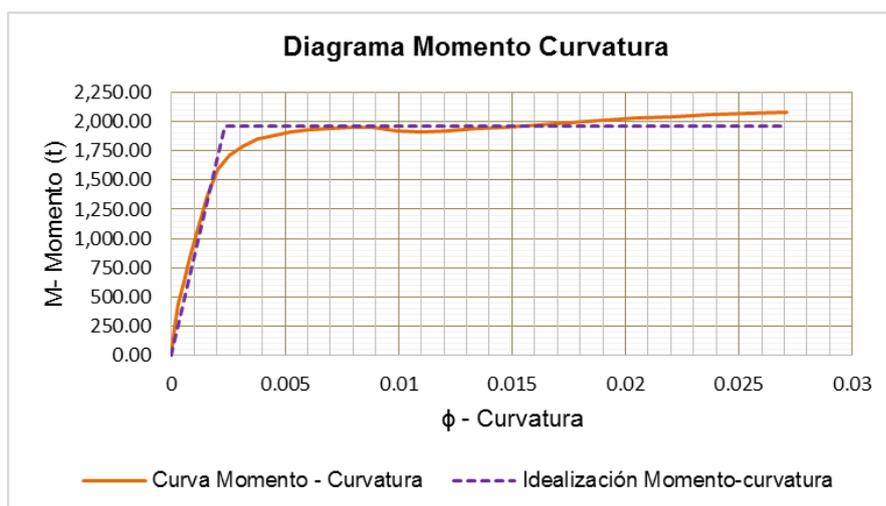


Figura N° 4.16: Resultado de análisis M- ϕ para columna U5 ($P_{col}=592.49$; Angulo= 90°)

Como ejemplo se muestra el resultado de la idealización del M- ϕ , para la columna U5 ($P_{col}=588.96$; Angulo= 90°), obteniendo una curva bilineal con una capacidad plástica ($\phi_u=0.0271$ rad; $M_p=1964.33$ t-m), como se muestra en la figura N°4.16.

4.4.2. Rótulas Plásticas

Debido que se realizaron modelos de plastificación concentrada para realizar los análisis Pushover, se definió las rótulas plásticas para cada dirección

del análisis, en el cual se colocaron dos probables rótulas en cada columna (ver figura N°4.17).

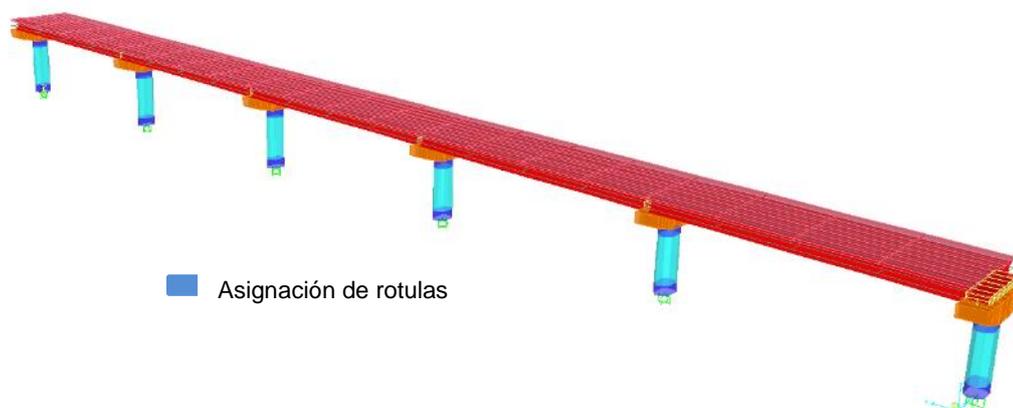


Figura N° 4.17: Asignación de rótulas plásticas a cada columna del viaducto

▪ **Longitud equivalente de la rótula plástica (L_p)**

La longitud equivalente de cada rótula plástica se calculó de acuerdo a la ecuación N° 2.32 indicado en la sección 2.5.1.2, siguiendo la metodología de CALTRANS, los resultados del cálculo se muestran en la tabla N°4.7.

Tabla N° 4.7: Calculo de la longitud plástica para cada columna del viaducto

EJE	L (m) *	d_b (mm) **	f_{ye} (MPa)	L_p (m)
U5	6.951	35.8	475	0.93
U6	7.233	35.8	475	0.95
U7	7.293	35.8	475	0.96
U8	7.849	35.8	475	1.00
U9	8.169	35.8	475	1.03
U10	8.532	35.8	475	1.06

Fuente: Elaboración propia

* L: Longitud de la columna.

** d_b : Diámetro del refuerzo longitudinal de la columna.

De acuerdo al programa de análisis hay dos tipos de propiedades de rótulas plásticas que pueden ser asignadas a los elementos tipo “frame”, es

posible asignar las propiedades de la rótula de forma automática o el usuario puede definir las propiedades de cada rótula.

En la presente investigación se utilizaron las propiedades automáticas que genera el software comercial para el análisis estructural, que están basadas en las especificaciones de CALTRANS para columnas de concreto.

4.4.3. Desplazamiento límite

El desplazamiento máximo especificado para el punto de referencia, es calculado según lo indicado en las secciones 2.3.2 y 3.2.4, de la presente investigación.

4.4.3.1. Desplazamiento límite – Dirección transversal

Se muestra en la tabla N°4.8 los valores obtenidos del análisis momento curvatura para cada columna del viaducto en la dirección transversal (dirección eje “X”), los cuales servirán para calcular el desplazamiento límite.

Tabla N° 4.8: Resumen de valores obtenidos del análisis M- ϕ - Dirección Transversal

EJE	Hc (mm)	ϕ_Y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	d_{bl} (mm)	L_p (mm)
U5	6951	0.00343954	0.03415312	35.8	930.19
U6	7233	0.00347005	0.02911227	35.8	952.75
U7	7293	0.00346471	0.02934131	35.8	957.55
U8	7849	0.00346554	0.02932947	35.8	1002.03
U9	8169	0.00347808	0.02901409	35.8	1027.63
U10	8532	0.00343898	0.03423114	35.8	1056.67

Fuente: Elaboración propia

Se optó por el nodo superior de la columna ubicada en el eje U9, como punto de referencia, requerido para el análisis no lineal en el software de cálculo estructural, por tener un mayor desplazamiento respecto a los otros nodos superiores de las columnas del viaducto (resultado de un análisis preliminar).

Para obtener la capacidad de desplazamiento local (Δ_c) de las columnas del viaducto se considera el procedimiento indicado por CALTRANS (2019), presentado en la sección 2.3.2.1. Se calculó el desplazamiento límite, con la expresión, $\Delta_{max} = (1.5 \text{ a } 2.0) \Delta_c$, de acuerdo con lo indicado en la sección 3.2.4.

En consecuencia, para el nodo superior del eje U9 en la dirección transversal, el desplazamiento límite se encuentra en un rango de 41.7 cm – 55.6 cm.

En la tabla N°4.9 se muestra el resumen de los cálculos para obtener la capacidad de desplazamiento local (Δ_c), en la dirección transversal

Tabla N° 4.9: Resumen de cálculos para la capacidad de desplazamiento local - Dirección Transversal

EJE	ϕ_p (rad/m)	θ_p (rad)	Δ_Y^{col} (mm)	Δ_p (mm)	Δ_c (mm)
U5	0.030714	0.0286	55	185	240
U6	0.025642	0.0244	61	165	226
U7	0.025877	0.0248	61	169	230
U8	0.025864	0.0259	71	190	261
U9	0.025536	0.0262	77	201	278
U10	0.030792	0.0325	83	260	343

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.2. Desplazamiento límite – Dirección longitudinal

Se muestra en la tabla N°4.10 los valores obtenidos del análisis momento curvatura para cada columna del viaducto en la dirección longitudinal (dirección eje “Y”), los cuales servirán para calcular el desplazamiento límite.

Tabla N° 4.10: Resumen de valores obtenidos del análisis M- ϕ - Dirección Longitudinal

EJE	Hc (mm)	ϕ_Y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	d_{bl} (mm)	L_p (mm)
U5	6951	0.00235647	0.02295015	35.8	930.19
U6	7233	0.00233767	0.01979956	35.8	952.75
U7	7293	0.00232933	0.0199716	35.8	957.55
U8	7849	0.00232943	0.0199627	35.8	1002.03
U9	8169	0.00233932	0.01972631	35.8	1027.63
U10	8532	0.00235633	0.02298724	35.8	1056.67

Fuente: Elaboración propia

Se optó por el nodo superior de la columna ubicada en el eje U9, como punto de referencia, requerido para el análisis no lineal en el software de cálculo estructural, por tener un mayor desplazamiento respecto a los otros nodos superiores de las columnas del viaducto (resultado de un análisis preliminar).

Para obtener la capacidad de desplazamiento local (Δ_c) de las columnas del viaducto se considera el procedimiento indicado por CALTRANS (2019),

presentado en la sección 2.3.2.1. Se calculó el desplazamiento límite, con la expresión, $\Delta_{\max} = (1.5 \text{ a } 2.0) \Delta_c$, de acuerdo con lo indicado en la sección 3.2.4. En consecuencia, para el nodo superior del eje U9 en la dirección longitudinal, el desplazamiento límite se encuentra en un rango de 28.35 cm – 37.8 cm.

En la tabla N°4.11 se muestra el resumen de los cálculos para obtener la capacidad de desplazamiento local (Δ_c), en la dirección longitudinal.

Tabla N° 4.11: Resumen de cálculos para la capacidad de desplazamiento local - Dirección Longitudinal

EJE	ϕ_p (rad/m)	θ_p (rad)	Δ_{Y}^{col} (mm)	Δ_p (mm)	Δ_c (mm)
U5	0.02059368	0.0192	38	125	163
U6	0.01746189	0.0166	41	112	153
U7	0.01764227	0.0169	41	115	156
U8	0.01763327	0.0177	48	130	178
U9	0.01738699	0.0179	52	137	189
U10	0.02063091	0.0218	57	174	231

Fuente: Elaboración propia

4.4.4. Análisis estático no lineal – “Pushover”

Se realiza el análisis estático no lineal - Pushover con un software comercial de cálculo estructural, para obtener las curvas de capacidad en ambas direcciones transversal y longitudinal del viaducto. Asimismo, el análisis se ha realizado incluyendo la participación de las cargas gravitacionales y el efecto P- Δ .

4.4.4.1. Patrón de fuerzas

El análisis Pushover simula las fuerzas de inercia mediante la aplicación de fuerzas nodales estáticas. Para la distribución de las cargas aplicadas a lo largo del eje horizontal del viaducto se ha considerado un patrón de fuerzas para cada dirección (Ver figura 4.18 y 4.19), correspondiente a la forma indicada en la sección 3.2.3. En la tabla N° 4.12 se muestra el resumen de los cálculos realizados para determinar la distribución del patrón de fuerzas.

Donde:

m_{Ltrib} : masa tributaria de la superestructura entre columnas o pilares.

m_{Hcol} : masa de columnas o pilares.

m_i : masa concentrada tributaria en el nodo superior de la columna.

Tabla N° 4.12: Resumen de cálculos para obtener el patrón de fuerzas Pushover

EJE	m_{Ltrib} (t)	$m_{Hcol}/2$ (t)	m_i (t)	$F_i = m_i / \sum m_i$	F_i (kg)
U5	406.55	18.87	425.42	0.103	1034.26
U6	807.55	19.75	827.30	0.201	2011.31
U7	782.37	19.94	802.31	0.195	1950.55
U8	781.17	21.69	802.86	0.195	1951.88
U9	813.55	22.70	836.25	0.203	2033.05
U10	395.28	23.84	419.12	0.102	1018.94
Suma:			4113.26	1.000	10000.00

Fuente: Elaboración propia

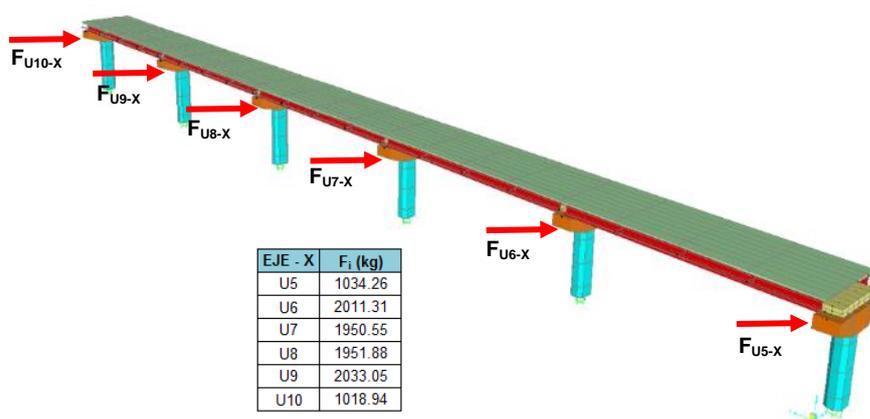


Figura N° 4.18: Patrón de fuerzas para el análisis Pushover – Dirección transversal (X-X)

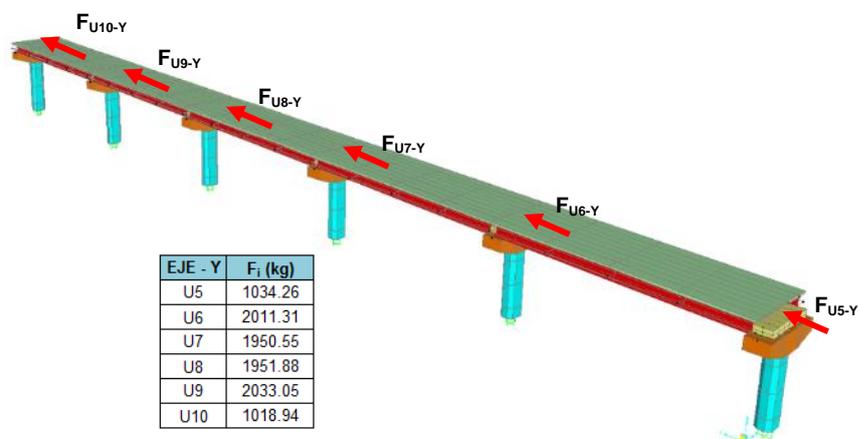


Figura N° 4.19: Patrón de fuerzas para el análisis Pushover – Dirección longitudinal (Y-Y)

4.4.4.2. Curva de capacidad

- **Curva de Capacidad – Dirección transversal**

Se muestra en la figura N° 4.20 la curva de capacidad del viaducto para la dirección transversal (dirección eje “X”), la relación de la fuerza cortante en la base versus el desplazamiento en el tope superior de la estructura.

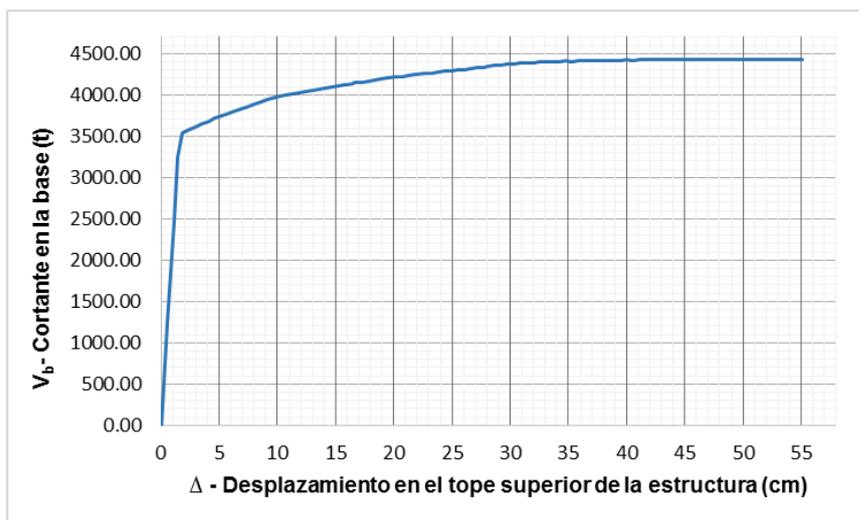


Figura N° 4.20: Curva de capacidad para el análisis en la dirección transversal (dirección eje “X”).

- **Curva de Capacidad – Dirección longitudinal**

Se muestra en la figura N° 4.21 la curva de capacidad del viaducto para la dirección longitudinal (dirección eje “Y”), la relación de la fuerza cortante en la base versus el desplazamiento en el tope superior de la estructura.



Figura N° 4.21: Curva de capacidad para el análisis en la dirección longitudinal (dirección eje “Y”).

4.5 ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para la construcción de los espectros de capacidad, en cada una de las direcciones de interés, se han seguido los lineamientos indicados en la sección 3.3.

▪ Espectro de Capacidad – Dirección transversal

Para la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad ($S_a - S_d$), se emplean las ecuaciones de la sección 3.3. Teniendo como dato los siguientes valores; $FP=1.4616$, $\alpha=0.9742$, $W=5770.06$ t. (Valores obtenidos del software comercial de cálculo estructural). Se muestra en la figura N° 4.22 la curva de espectro de capacidad del viaducto para la dirección transversal (dirección eje "X"), la relación de la aceleración espectral versus el desplazamiento espectral en el tope superior de la estructura.

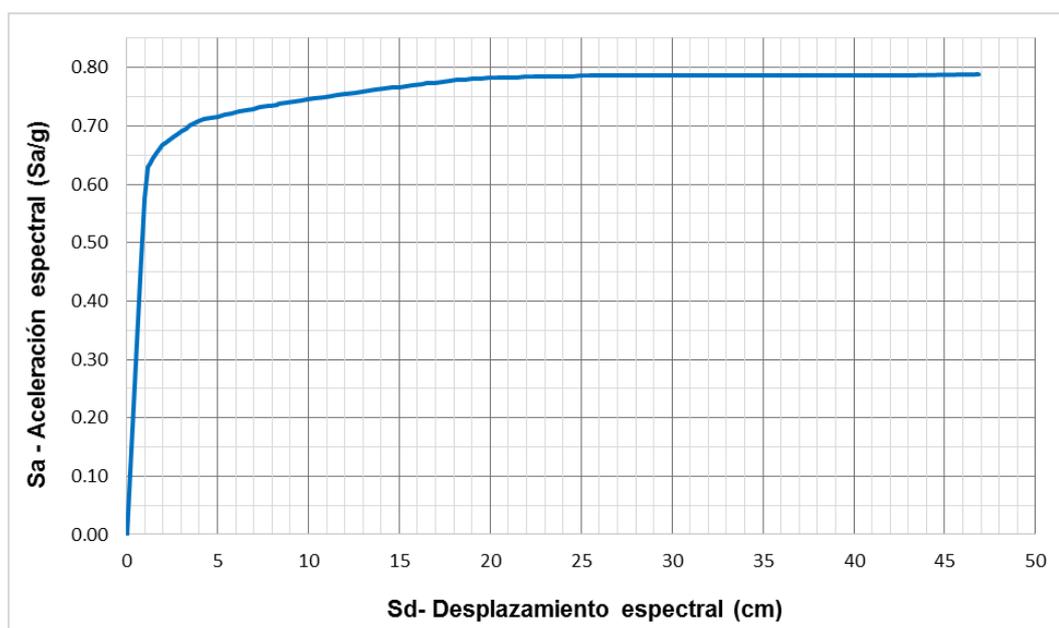


Figura N° 4.22: Curva de espectro de capacidad para el análisis en la dirección transversal (dirección eje "X").

▪ Espectro de Capacidad – Dirección longitudinal

Para la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad ($S_a - S_d$), se emplean las ecuaciones de la sección 3.3. Teniendo como dato los

siguientes valores; $FP=0.9994$, $\alpha=0.9775$, $W=5770.06$ t. (Valores obtenidos software comercial de cálculo estructural). Se muestra en la figura N° 4.23 la curva de espectro de capacidad del viaducto para la dirección longitudinal (dirección eje "Y"), la relación de la aceleración espectral versus el desplazamiento espectral en el tope superior de la estructura.

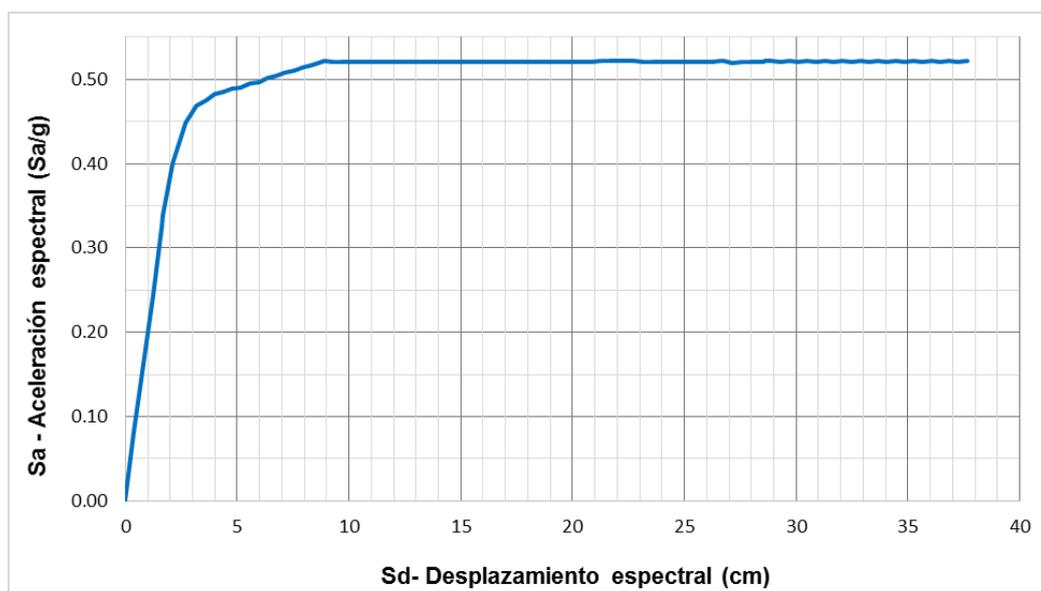


Figura N° 4.23: Curva de espectro de capacidad para el análisis en la dirección longitudinal (dirección eje "Y").

4.6 CURVA DE DEMANDA

4.6.1. Espectro de Diseño Sísmico

En la presente tesis se utiliza el espectro de diseño sísmico que se considera en el código AASTHO LRFD (2017) y en el manual de diseño de Puentes – MTC (2018), el resultado del análisis de datos se representa en curvas aceleración versus periodo.

El espectro de diseño es introducido en software comercial de cálculo estructural, en valores tabulados de la aceleración dependiente del periodo, cuyos valores fueron calculado siguiendo lo indicado en la sección 3.4, de la presente investigación.

- **Espectro de Diseño Sísmico – Código AASHTO STANDARD Y AASTHO LRFD**

Para la construcción del espectro de diseño según el código AASHTO LRFD, se sigue lo indicado en la sección 3.4.

Del estudio de peligro sísmico realizado en el tramo del viaducto (MTC-AATE, 2012), se tiene los datos mostrados en la tabla N° 4.13.

Tabla N° 4.13: Valores de PGA, S_s y S_1 para Suelo Tipo C (Periodo de retorno 1000 años)

Suelo	PGA	S_s	S_1
Tipo C	0.49	0.99	0.46

Fuente: Elaboración propia

La descripción del terreno de cimentación e identificación del tipo de suelo, es extraído del estudio geotécnico realizado (MTC-AATE, 2012). El suelo de cimentación es Tipo “C”, para lo cual en la construcción del espectro de diseño para el viaducto se consideran los factores de sitio y parámetros indicados en la tabla N° 4.14.

Tabla N° 4.14: Factores de sitio y parámetros sísmicos - Código AASTHO LRFD

Factores de Sitio y Parámetros Sísmicos	
F_{pga}	1.00
F_a	1.00
F_v	1.35
A_s	0.49
S_{DS}	0.99
S_{D1}	0.621
T_s	0.63
T_0	0.13

Fuente: Elaboración propia

Nótese que se está considerando el uso del factor “ $R=1$ ” ya que para el proceso de reducción del espectro elástico se hará en una sección posterior.

En la figura N° 4.24, se muestra el espectro de diseño sísmico según el código AASTHO LRFD (2017).

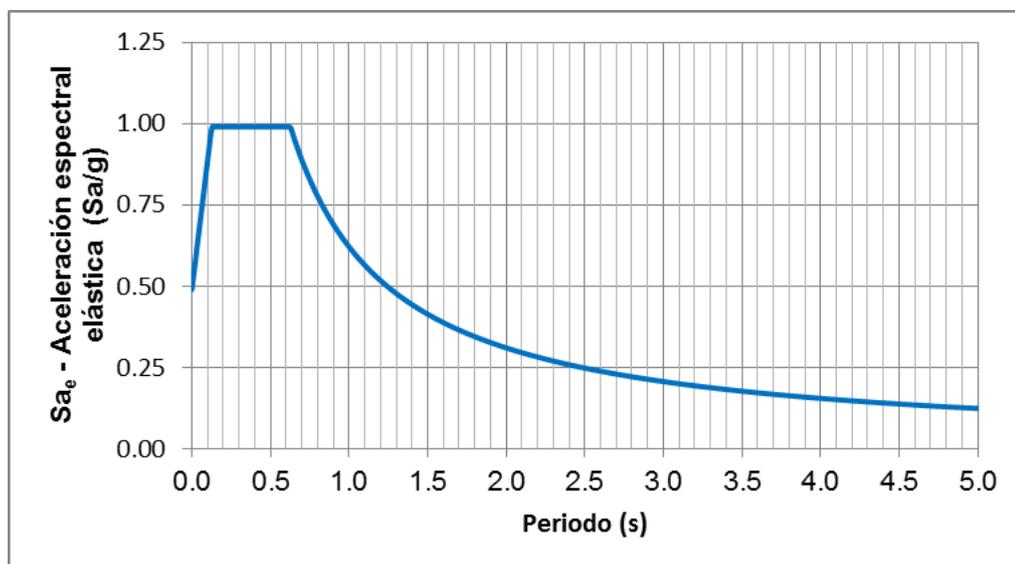


Figura N° 4.24: Espectro de diseño sísmico - AASTHO LRFD (2017)

4.7 ESPECTRO DE DEMANDA

Para la construcción del espectro de demanda, se siguieron los lineamientos indicados en la sección 3.5. Se utiliza el espectro de diseño sísmico del código AASTHO LRFD (2017), para la transformación al formato aceleración espectral – desplazamiento espectral. (Ver figura N°4.25).

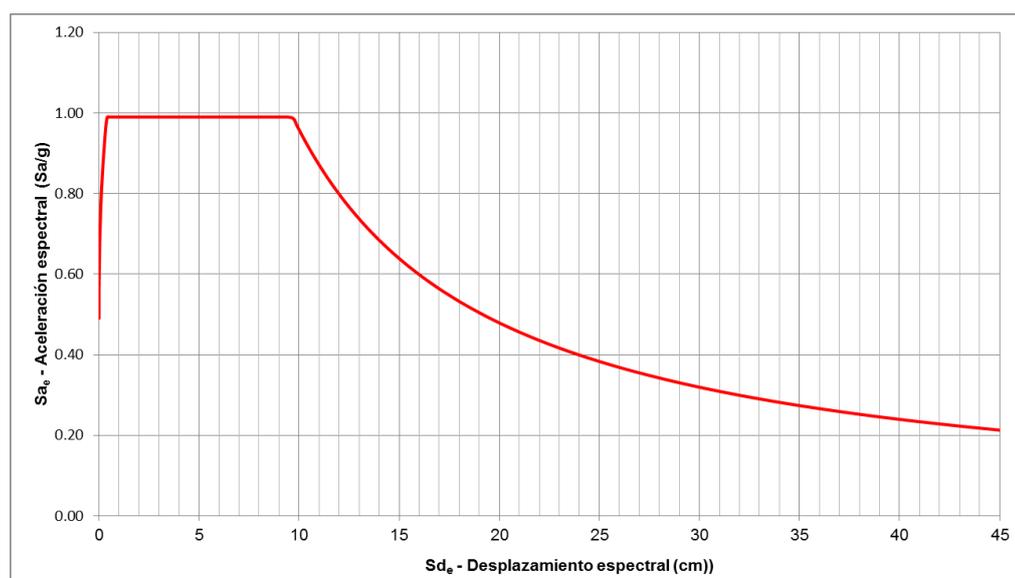


Figura N° 4.25: Espectro de demanda elástico con $\beta=5.00\%$

4.8 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Haciendo uso del método propuesto por el ATC-40, se realiza el procedimiento descrito en la sección 3.6, lo cual se muestra en las figuras N° 4.26 y 4.27 para los respectivos análisis realizados en la dirección transversal y longitudinal.

El viaducto se le considera una clasificación tipo “B”, según la tabla N° 3.5, el cual distingue que el análisis sísmico se está realizando a una estructura nueva con un evento sísmico de larga duración. Con el propósito de determinar un nivel apropiado de amortiguación efectiva, el ATC-40 (1996), recomienda suponer que los sitios ubicados en la zona sísmica 4 tienen sismos de periodo largo.

4.8.1. Punto de desempeño – Dirección transversal

Después del proceso de iteración como indica la sección 3.6 de la presente investigación y verificando las tolerancias aceptables, se obtuvieron los valores para los factores de reducción en la dirección transversal, mostrados en la tabla N° 4.15.

Tabla N° 4.15: Factores de reducción del espectro de demanda – Dirección transversal

Dirección	β_{eff} (%)	SR_A	SR_v
Transversal	15.6	0.63	0.72

Fuente: Elaboración propia

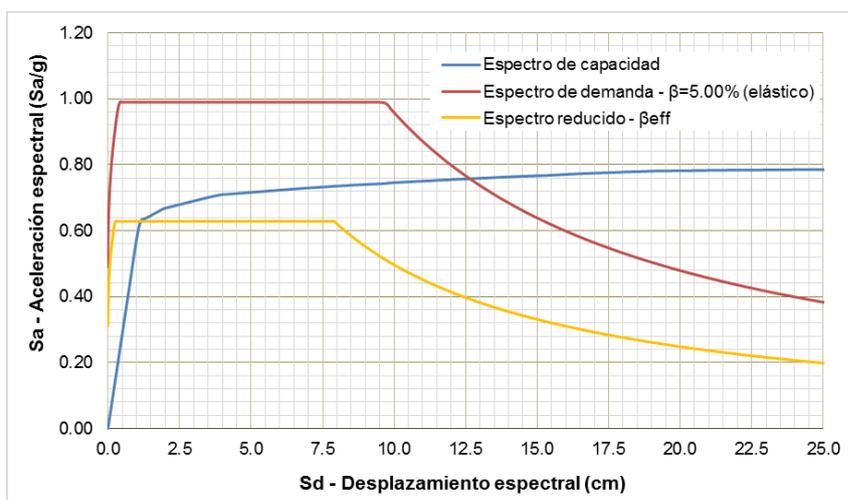


Figura N° 4.26: Determinación gráfica del punto de desempeño – Dirección trasversal

En la figura N° 4.26, se muestra el punto de desempeño en la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida. Los resultados finales de las coordenadas del punto de desempeño mediante la utilización del procedimiento indicado por el ATC-40, el desplazamiento del tope superior y la cortante basal, se muestran en la tabla N° 4.16.

Tabla N° 4.16: Resumen de resultados del punto de desempeño del viaducto – Dirección transversal

Dirección	S _d (cm)	S _a (g)	Δ _{TC} (cm) *	V _b (t)
Transversal	1.61	0.63	3.8	3661.58

Fuente: Elaboración propia

*Δ_{TC}: Desplazamiento del tope superior de la columna.

4.8.2. Punto de desempeño – Dirección longitudinal

Después del proceso de iteración como indica la sección 3.6 de la presente investigación y verificando las tolerancias aceptables, se obtuvieron los valores para los factores de reducción en la dirección longitudinal, mostrados en la tabla N° 4.17.

Tabla N° 4.17: Factores de reducción del espectro de demanda – Dirección longitudinal

Dirección	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V
Longitudinal	23.2	0.51	0.62

Fuente: Elaboración propia

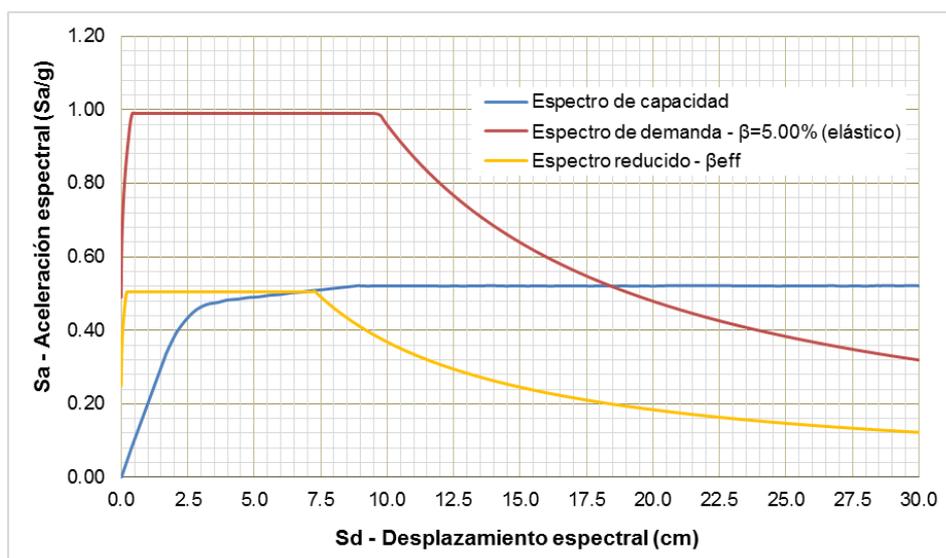


Figura N° 4.27: Determinación gráfica del punto de desempeño – Dirección longitudinal

En la figura N° 4.27, se muestra el punto de desempeño en la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida. Los resultados finales de las coordenadas del punto de desempeño mediante la utilización del procedimiento indicado por el ATC-40, el desplazamiento del tope superior y la cortante basal, se muestran en la tabla N° 4.18.

Tabla N° 4.18: Resumen de resultados del punto de desempeño del viaducto – Dirección longitudinal

Dirección	Sd (cm)	Sa (g)	Δ_{TC} (cm)	V (t)
Longitudinal	6.6	0.51	6.44	2835.46

Fuente: Elaboración propia

* Δ_{TC} : Desplazamiento del tope superior de la columna.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO – HISTORIA NO LINEAL

5.1 REGISTRO DE ACELERACIÓN

Para el análisis se usarán como mínimo tres eventos de registros de aceleraciones del terreno, siguiendo lo indicado en la sección 2.6.2. Para el análisis del viaducto en estudio con el método tiempo - historia no lineal se usarán 03 registros de aceleración, obtenidos de la base de datos del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

En la tabla N° 5.1 se muestra la información general de los registros de aceleración utilizados.

Tabla N° 5.1: Información general de los registros de aceleraciones

ID	Nombre	Estación	Fecha	N° de datos	Magnitud
1	Sismo 1966	Parque de la Reserva	17/10/1966	3283	8.1 Mw
2	Sismo 1970	Parque de la Reserva	31/05/1970	2255	8.4 Mw
3	Sismo 1974	Parque de la Reserva	03/10/1974	4899	8.4 Mw

Fuente: Elaboración propia

Las historias de aceleración que fueron obtenidas son de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente son consistentes con el máximo sismo a considerar en la zona de estudio. Para información más detallada de los registros utilizados ver Anexo N°2.

Según las recomendaciones del código AASHTO LRFD (2017), el análisis de tiempo – historia debe realizarse con no menos de tres conjuntos de datos (dos componentes horizontales y un componente vertical).

En las figuras presentadas líneas abajo se muestran los registros de aceleraciones (aceleración versus tiempo), de los eventos sísmicos seleccionados los cuales están listados en la tabla N° 5.1. De la misma forma se indica la aceleración máxima alcanzada en cada componente del evento sísmico.

Los registros EW y NS, son compontes horizontales y UD es el componente vertical

▪ **Registro de aceleraciones del evento sísmico del año 1966**

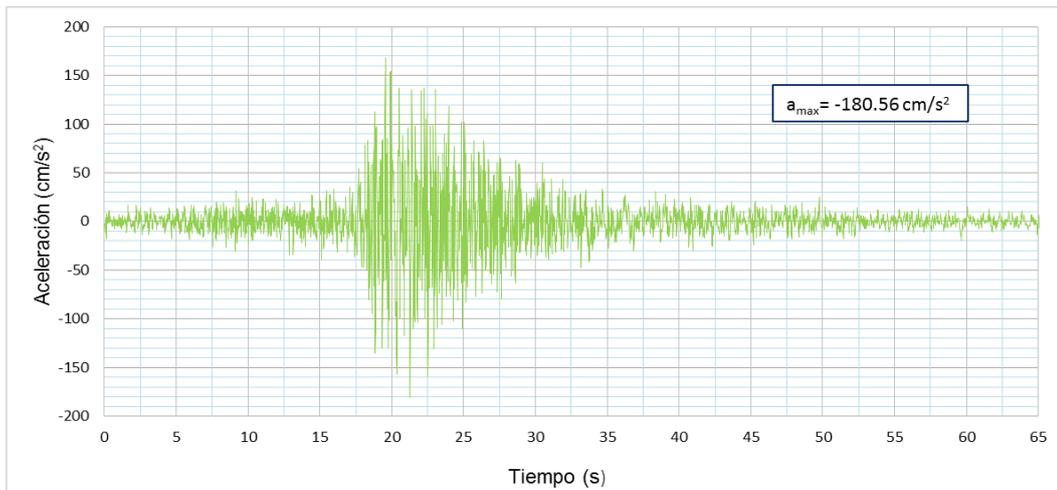


Figura N° 5.1: Registro de aceleración del sismo 1966, componente horizontal – EW

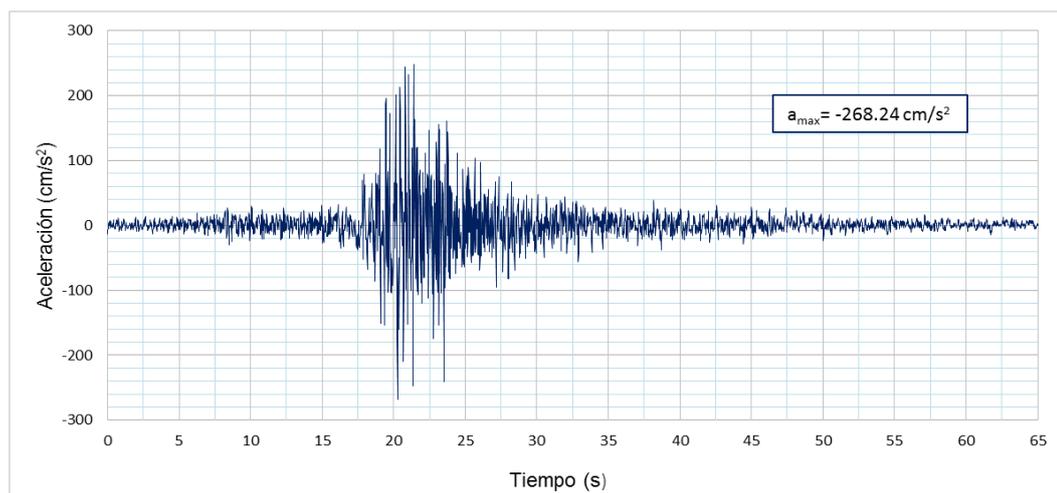


Figura N° 5.2: Registro de aceleración del sismo 1966, componente horizontal – NS

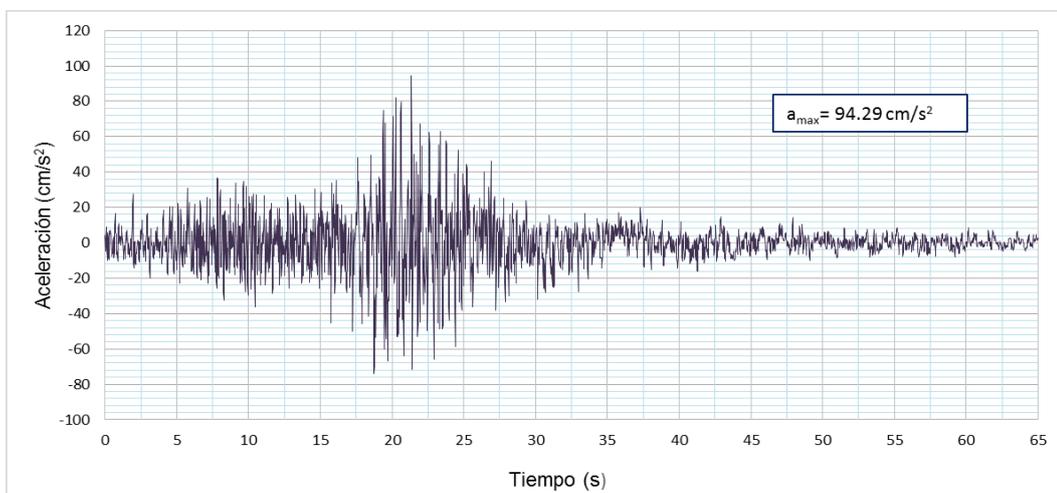


Figura N° 5.3: Registro de aceleración del sismo 1966, componente vertical – UD

▪ Registro de aceleraciones del evento sísmico del año 1970

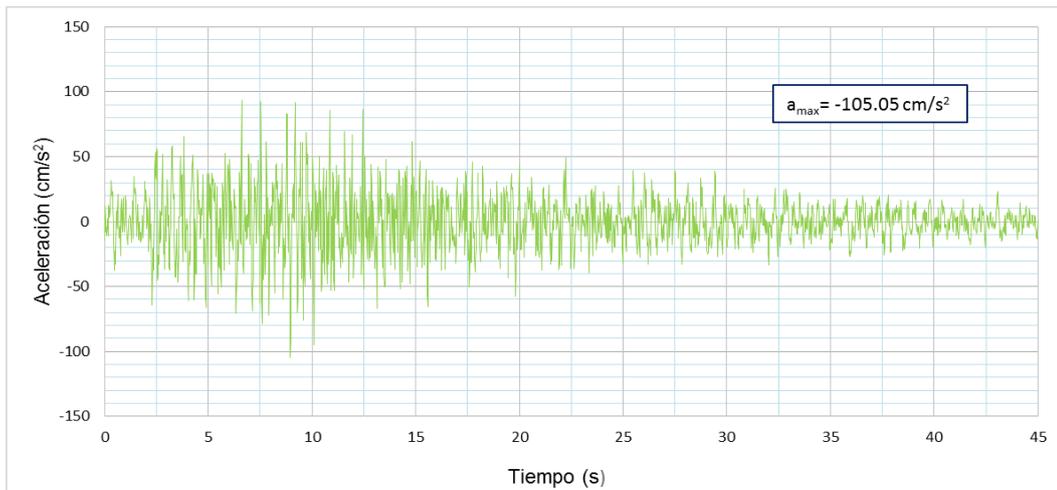


Figura N° 5.4: Registro de aceleración del sismo 1970, componente horizontal – EW

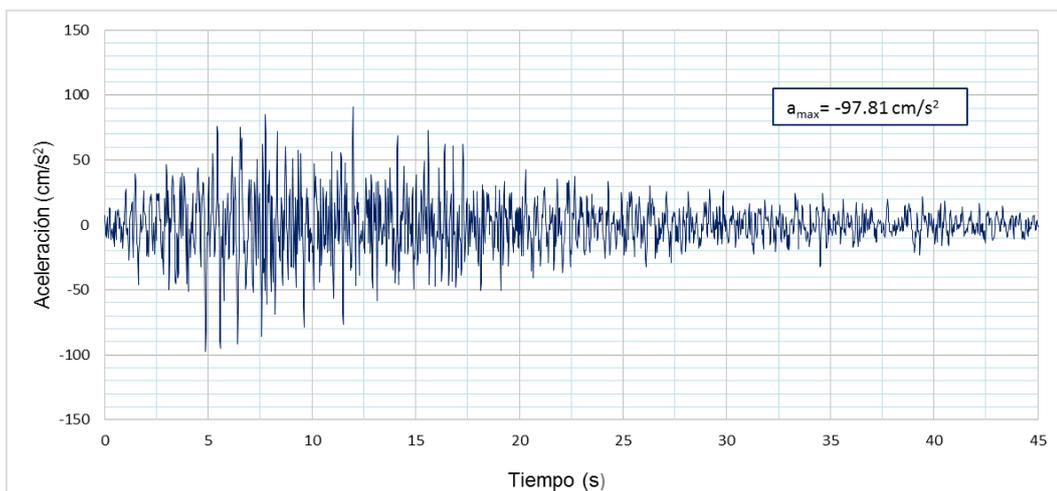


Figura N° 5.5: Registro de aceleración del sismo 1970, componente horizontal – NS

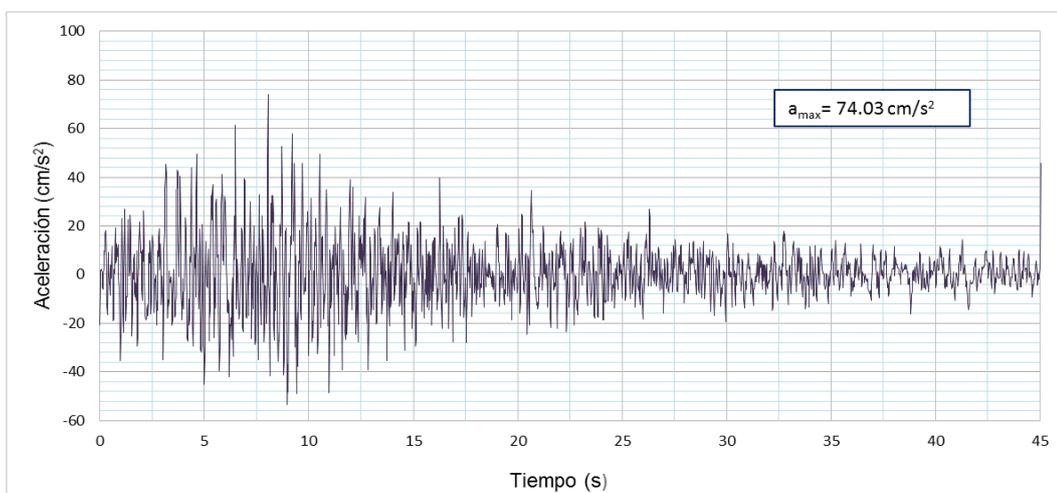


Figura N° 5.6: Registro de aceleración del sismo 1970, componente vertical - UD

▪ Registro de aceleraciones del evento sísmico del año 1974

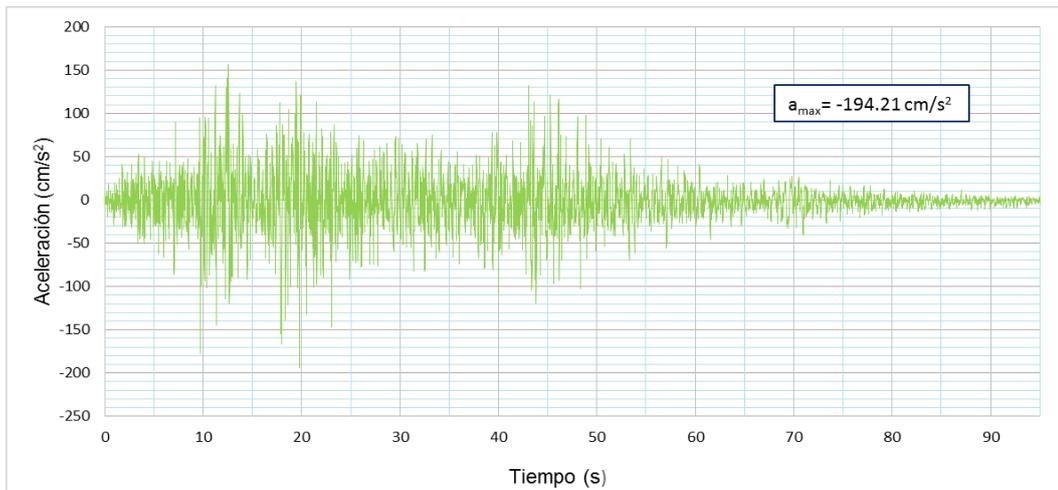


Figura N° 5.7: Registro de aceleración del sismo 1974, componente horizontal – EW

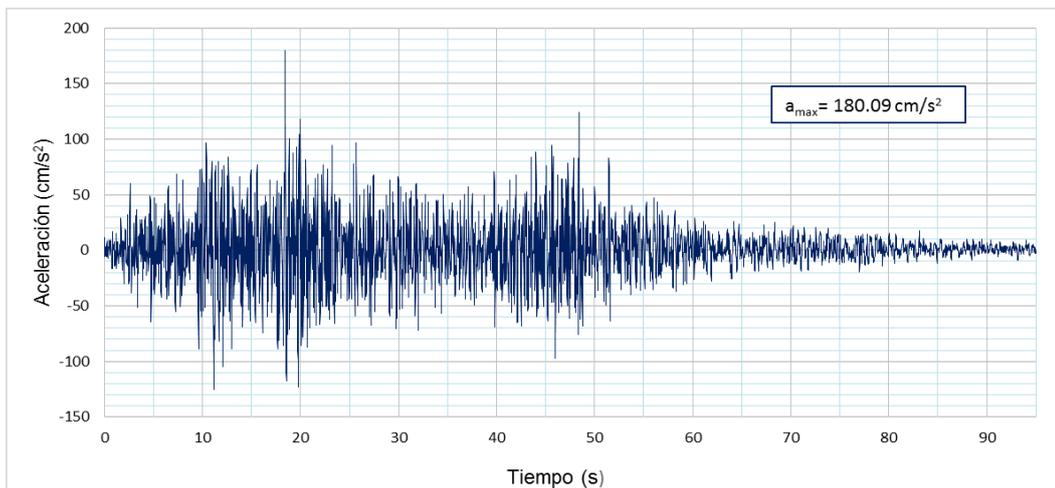


Figura N° 5.8: Registro de aceleración del sismo 1974, componente horizontal – NS

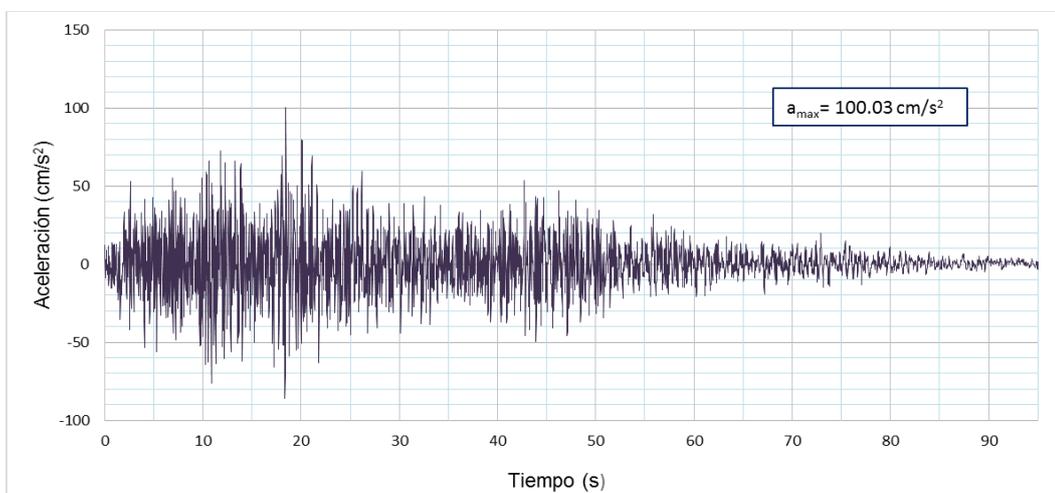


Figura N° 5.9: Registro de aceleración del sismo 1974, componente vertical – UD

5.2 ESCALAMIENTO DE REGISTROS DE ACELERACIÓN

El cálculo para escalar los registros de aceleración se realizó en base lo indicado en la sección 2.6.3 (Método de escalamiento FEMA 450/ASCE 7-05). Para obtener el espectro de pseudo-aceleración de cada componente se utilizó el programa SeismoSignal.

Siguiendo con el procedimiento para escalar los registros de aceleración se construye un espectro de pseudo-aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente horizontal por separado, con 5 % de amortiguamiento (ambos componentes se escalarán por un mismo factor), en las figuras N°5.10, 5.11 y 5.12 se muestran los espectros de pseudo-aceleración resultantes SRSS de los registros empleados por cada evento sísmico.

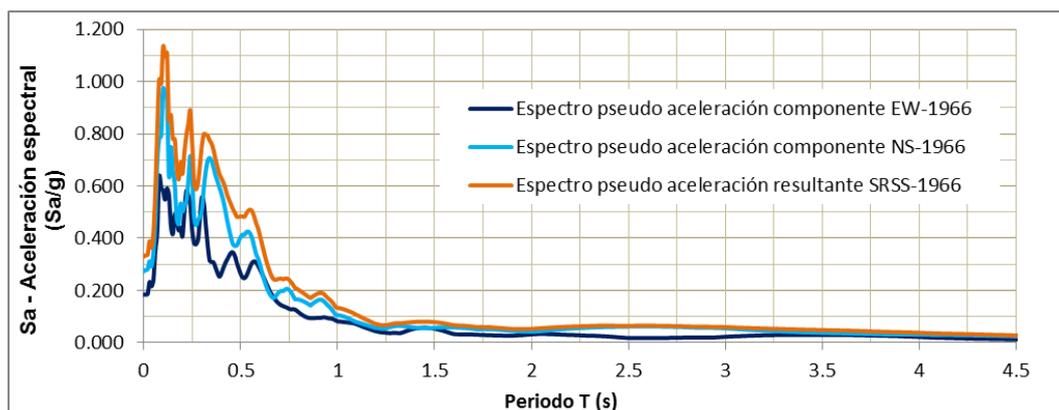


Figura N° 5.10: Espectro de pseudo-aceleración resultante SRSS de los componentes horizontales del registro de aceleración sísmica de 1966

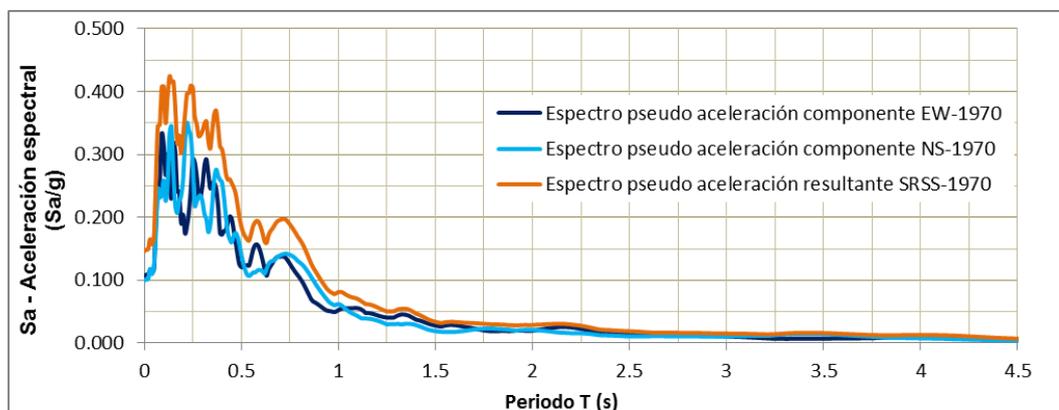


Figura N° 5.11: Espectro de pseudo-aceleración resultante SRSS de los componentes horizontales del registro de aceleración sísmica de 1970

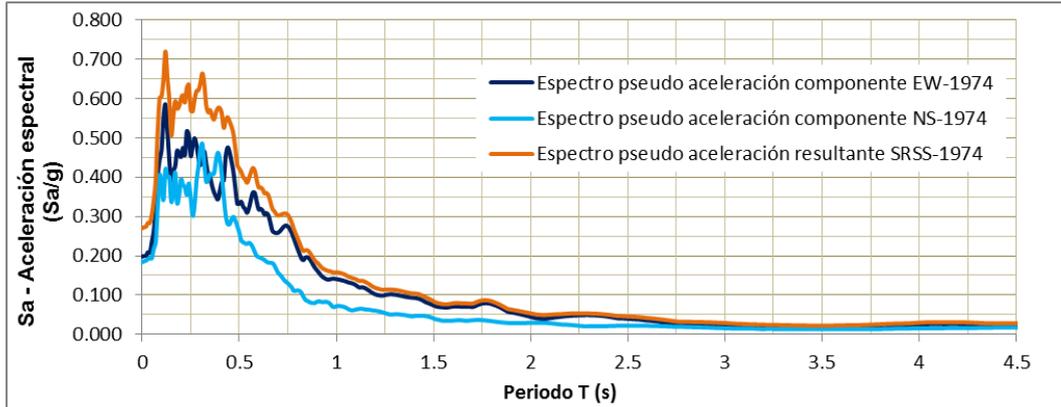


Figura N° 5.12: Espectro de pseudo-aceleración resultante SRSS de los componentes horizontales del registro de aceleración sísmica de 1974

Se compara los espectros de pseudo-aceleraciones resultantes SRSS para los tres eventos sísmicos seleccionados, como se muestra en la figura N° 5.13.

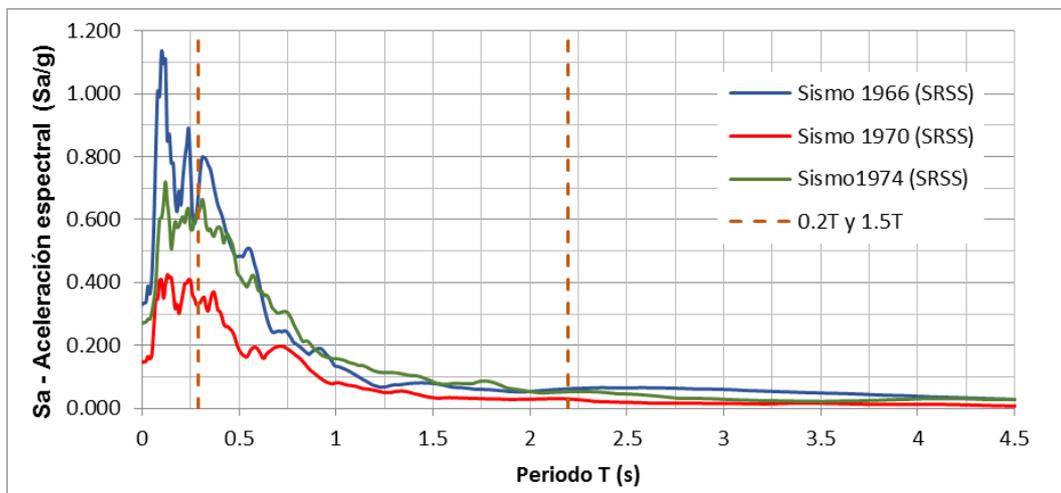


Figura N° 5.13: Espectros de pseudo-aceleración resultante SRSS de cada evento sísmico

Cada par de movimientos debe ser escalado de tal manera que para cada período entre $0.2T$ y $1.5T$, el espectro resultante SRSS de todos los pares de componentes horizontales no caiga por debajo de 1.3 veces la ordenada correspondiente del espectro de diseño, por más del 10 por ciento.

Los factores de escala para cada registro de aceleración se muestran en la tabla N° 5.2.

Tabla N° 5.2: Factor de escala para cada registro de aceleración por el método FEMA 450 / ASCE 7-05

Nombre	Factor de escala (F)
Sismo 1966	8.82
Sismo 1970	14.89
Sismo 1974	7.18

Fuente: Elaboración propia

En las figuras N° 5.14, 5.15 y 5.16, se muestran los espectros de respuesta de los 3 registros de aceleración escalados.

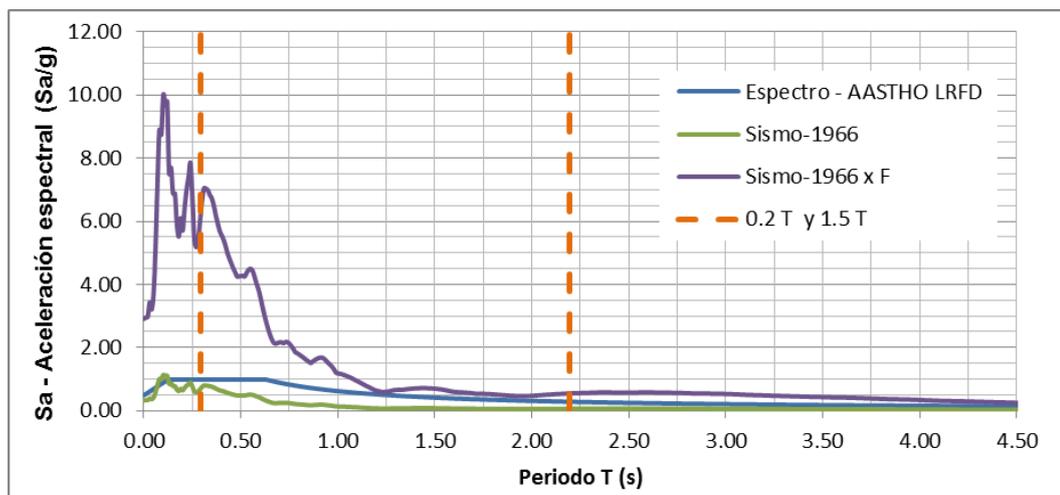


Figura N° 5.14: Espectros de pseudo-aceleración del Sismo 1966

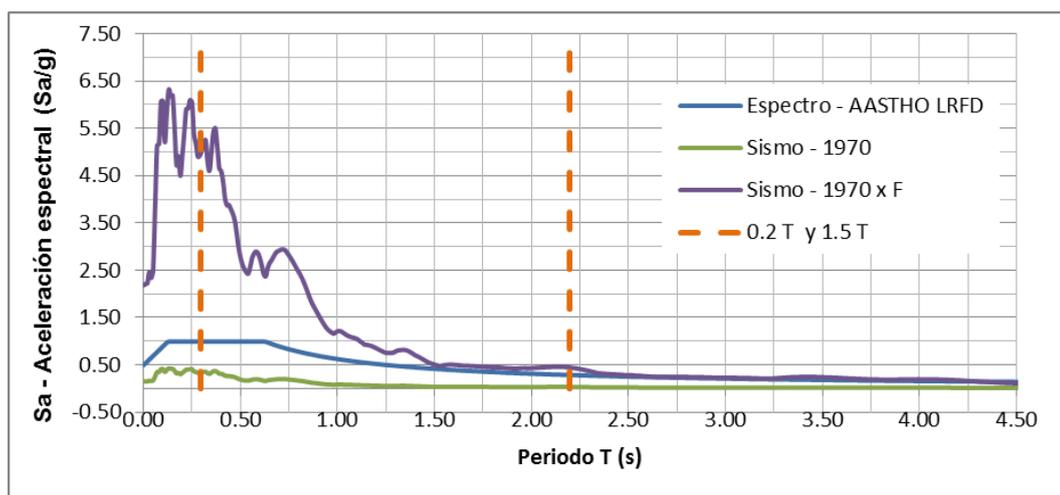


Figura N° 5.15: Espectros de pseudo-aceleración del Sismo 1970

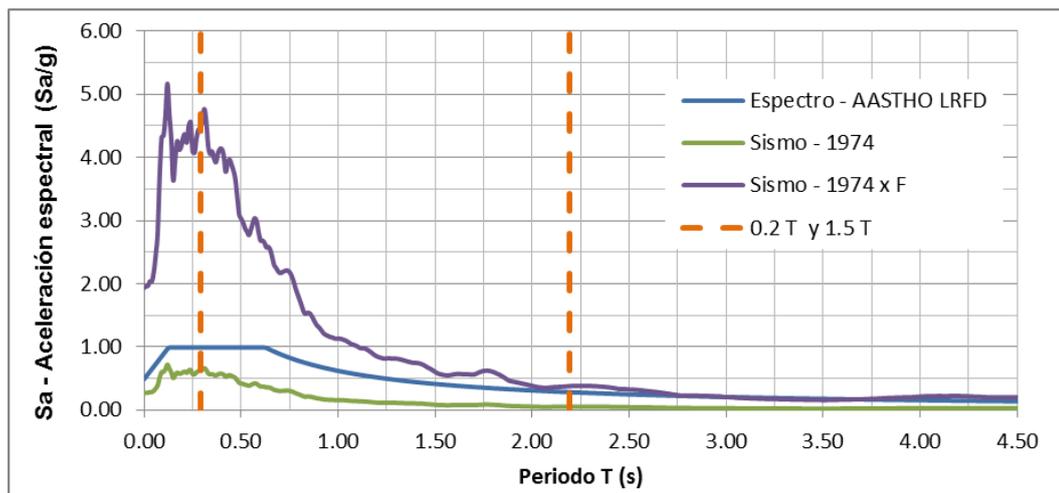


Figura N° 5.16: Espectros de pseudo-aceleración del Sismo 1974

5.3 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

Se realizó el análisis tiempo-historia no lineal con un software comercial de cálculo estructural, en el cual se está considerando la participación de las cargas gravitacionales y el efecto P- Δ .

Asimismo, se introduce los tres registros de aceleración con sus respectivos componentes en cada dirección (U1, U2 y U3 correspondiente a longitudinal, transversal y vertical), debidamente escalado con los factores indicados en la tabla N°5.2.

Los coeficientes de amortiguamiento serán calculados proporcionalmente a la masa y rigidez según la metodología de Rayleigh para una fracción de amortiguamiento de 5.00% utilizando los valores de periodo del primer y segundo modo de vibración.

La evaluación numérica de la respuesta dinámica del sistema ha sido resuelta por el método de Newmark usando los valores $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$, los cuales son factores del método de aceleración promedio, como se indica en la sección 2.6.1.1 de la presente investigación.

5.3.1. Resultado de análisis

Se ha realizado el análisis tiempo – historia no lineal al modelo del viaducto con cada registro de aceleración, obteniendo el desplazamiento para el punto de referencia en el tope superior de la columna U9 (ver figura N° 5.17), en la dirección transversal y longitudinal.

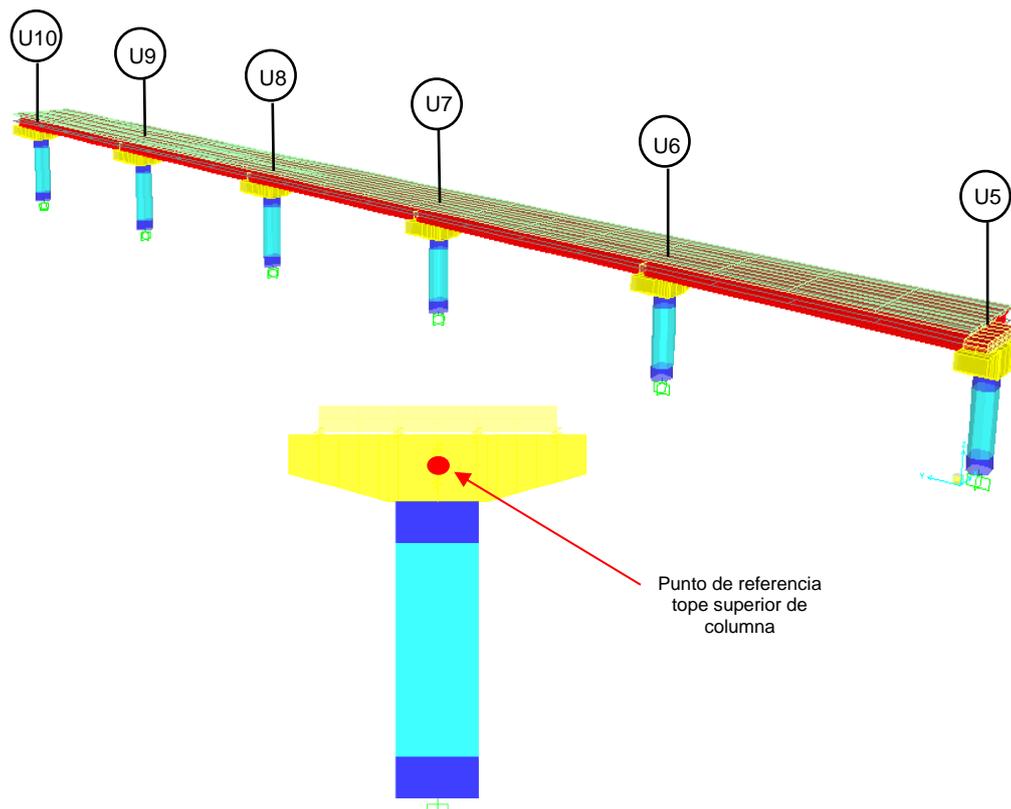


Figura N° 5.17: Punto de referencia en el tope superior de la columna “U9”, dirección transversal y longitudinal

5.3.1.1. Resultados en la dirección transversal

Se muestra en la figura N° 5.18, 5.19 y 5.20 la respuesta del desplazamiento versus el tiempo para el punto de referencia en la dirección transversal. Se indican en el grafico los desplazamientos máximos y permanentes en cada evento sísmico. Nótese que las deformaciones permanentes indican la incursión de algunos elementos en el rango no-lineal.

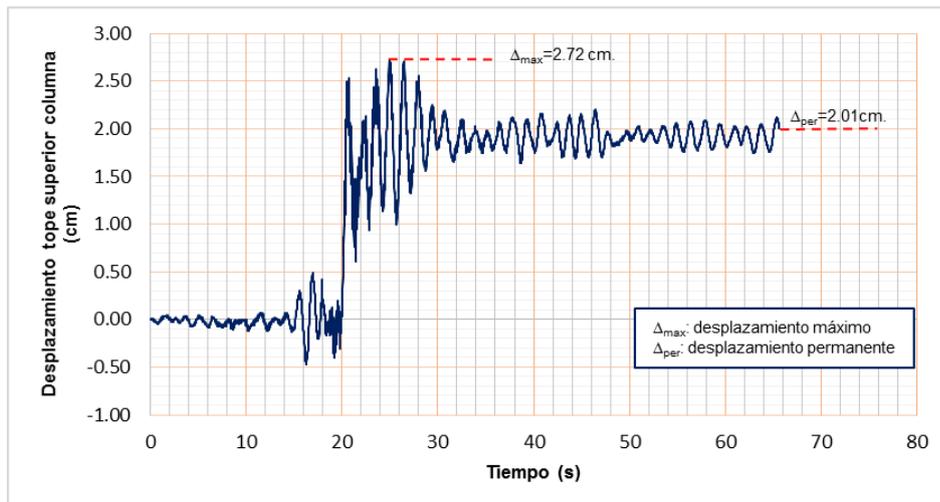


Figura N° 5.18: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1966 – Dirección transversal.

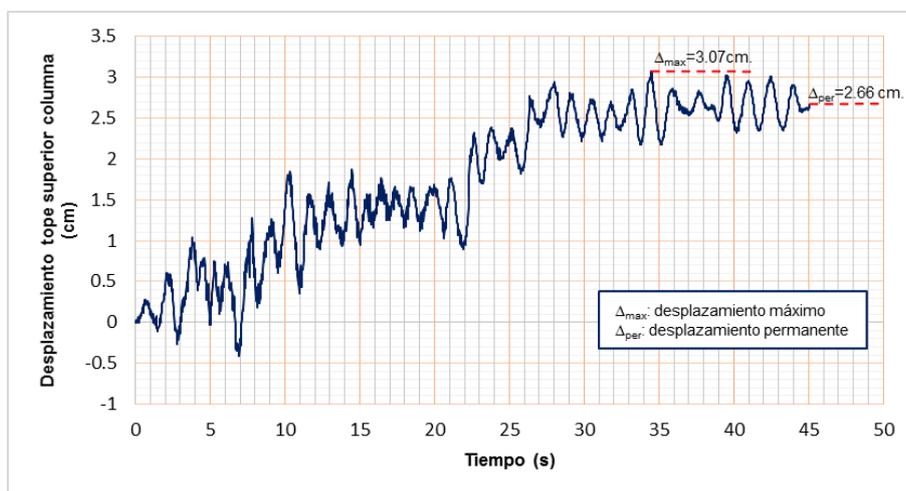


Figura N° 5.19: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1970 – Dirección transversal.

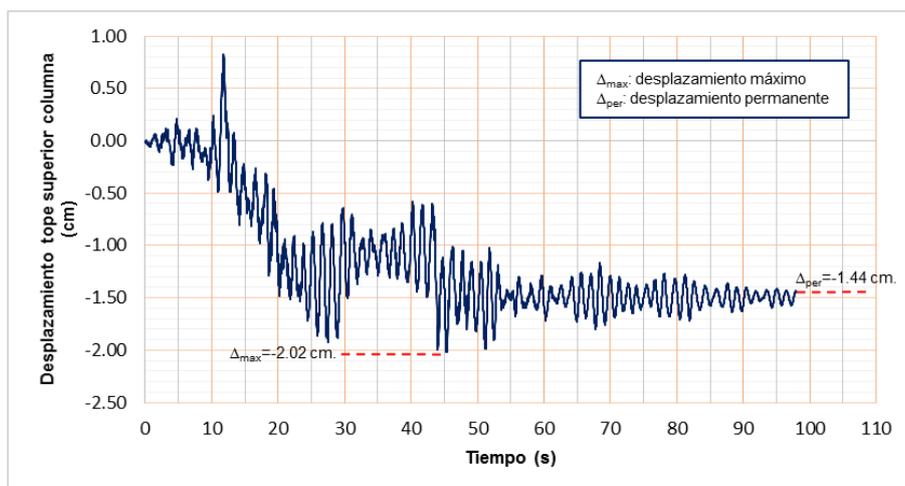


Figura N° 5.20: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1974 – Dirección transversal.

5.3.1.2. Resultados en la dirección longitudinal

Se muestra en la figura N° 5.21, 5.22 y 5.23 la respuesta del desplazamiento versus el tiempo para el punto de referencia en la dirección longitudinal. De este modo se indica en el grafico los desplazamientos máximos y permanentes en cada evento sísmico. Nótese que las deformaciones permanentes indican la incursión de algunos elementos en el rango no-lineal.

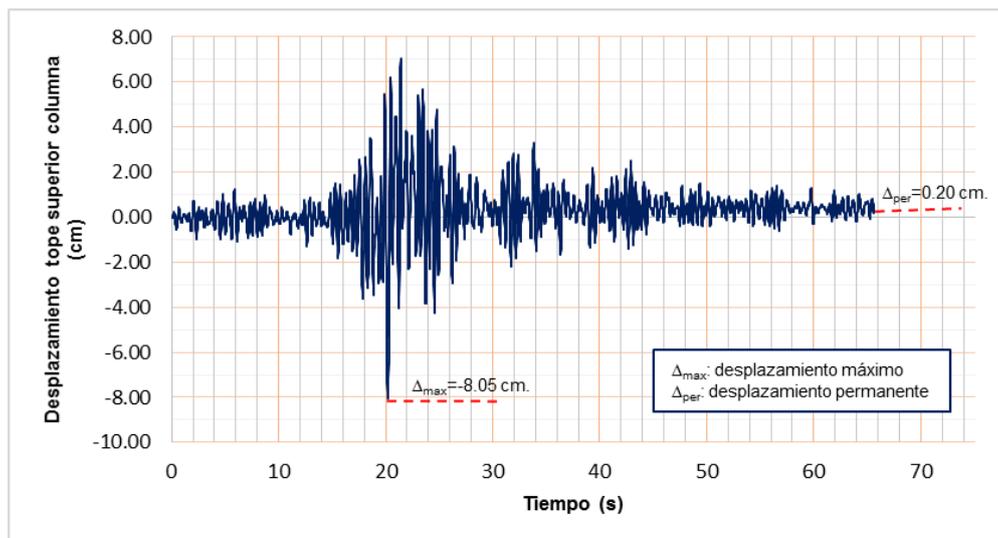


Figura N° 5.21: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1966 – Dirección longitudinal

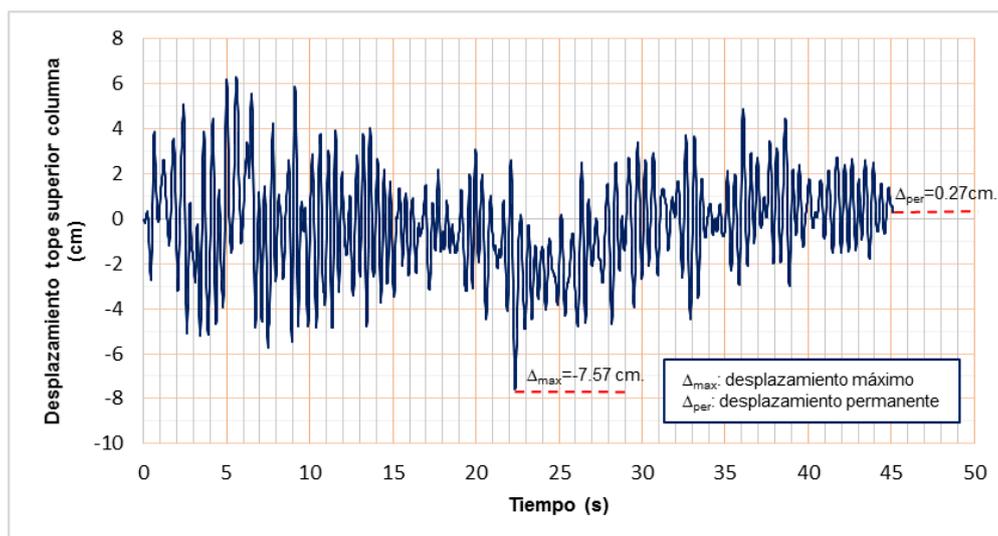


Figura N° 5.22: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1970 – Dirección longitudinal

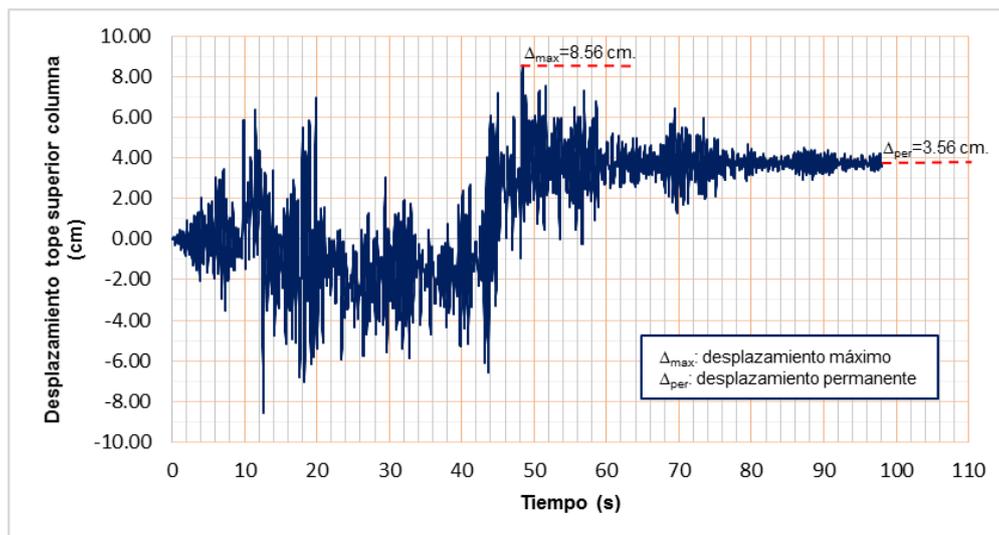


Figura N° 5.23: Historia de respuesta de desplazamiento para tope superior de la columna U9. Sismo 1974 – Dirección longitudinal

5.3.1.3. Resumen de los resultados finales

En la tabla N° 5.3 se muestra el resumen de los desplazamientos máximos por cada registro de aceleración en las dos direcciones transversal y longitudinal.

Tabla N° 5.3: Resumen de los desplazamientos máximos del análisis tiempo historia no lineal en el viaducto, tope superior de la columna U9.

REGISTRO DE ACCELERACIÓN	DESPLAZAMIENTO	
	Transversal (cm)	Longitudinal (cm)
Sismo 66	2.72	8.05
Sismo 70	3.07	7.57
Sismo 74	2.01	8.56

Máximo:	3.07	8.56
----------------	------	------

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DE RESULTADOS

6.1 COMPARACIÓN Y VALIDACIÓN

En las secciones 4.4 y 5.3, se desarrollan los procedimientos de análisis sísmico y cálculo de los desplazamientos máximos para el modelo, para el análisis estático no lineal correspondió utilizar el método de espectro de capacidad tanto en la dirección transversal (“x”) como longitudinal (“y”), y para el análisis dinámico no lineal se obtuvo de un análisis tiempo historia no lineal con integración directa encontrando los máximos desplazamientos evaluados para todos los registros ingresados.

Durante el análisis se observó, que en la aplicación del método de espectro de capacidad, como en el análisis tiempo historia no-lineal, los elementos alcanzan desplazamientos inelásticos, sin embargo, los desplazamiento en el tope superior de la columna de referencia, difieren uno respecto de otro, en la siguiente tabla N° 6.1 se muestra la relación entre cada modelo de análisis, tanto para la dirección transversal como longitudinal.

Tabla N° 6.1: Resumen de los resultados de desplazamientos máximos, para el tope superior de la columna U9

ANÁLISIS	DESPLAZAMIENTO	
	Transversal (cm)	Longitudinal (cm)
Método Espectro de Capacidad	3.80	6.44
Análisis Tiempo - Historia	3.07	8.56

Fuente: Elaboración propia

Se realizó una comparativa entre respuestas del análisis estático no lineal (método de espectro de capacidad) y el análisis dinámico no lineal (análisis tiempo historia), donde se resalta que la diferencia de los desplazamientos máximos en la dirección transversal es de 23.78% y en la dirección longitudinal es de 24.77%, siendo mayor el desplazamiento en la dirección “x” en el análisis estático no lineal, y en la dirección “y” en el análisis tiempo historia.

El análisis dinámico modal del modelo del viaducto da como resultado los periodos predominantes iguales a 1.46s en la dirección transversal y 0.48s en la dirección longitudinal. Las aceleraciones espectrales tienen una mayor amplitud

para periodos pequeños, como se muestra en la figura N° 4.25 (espectro de demanda), esto también tendrá influencia en los resultados de la flexión y desplazamientos últimos. Se observa que los desplazamientos en la dirección longitudinal son mayores que en la dirección transversal.

La ductilidad de demanda máxima alcanzada por el método del espectro de capacidad y análisis tiempo historia no-lineal se calcula en la tabla N°6.2 y 6.3, para la dirección transversal y longitudinal respectivamente, utilizando la ecuación N° 6.1. La ductilidad de demanda máxima está cumpliendo con lo indicado en el código AASTHO LRFD (2017), para lo cual se tendrá $\mu_D \leq 5$.

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_Y^{col}} \quad (6.1)$$

Tabla N° 6.2: Cálculo de la ductilidad de demanda máxima para el tope superior de la columna U9 – Dirección transversal

ANÁLISIS	Δ_Y (cm)	Desplazamiento Demanda - Δ_D (cm)	Ductilidad (μ_D)
Método Espectro de Capacidad	7.70	3.80	0.49
Análisis Tiempo - Historia	7.70	3.07	0.48

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 6.3: Cálculo de la ductilidad de demanda máxima para el tope superior de la columna U9 – Dirección longitudinal

ANÁLISIS	Δ_Y (cm)	Desplazamiento Demanda - Δ_D (cm)	Ductilidad (μ_D)
Método Espectro de Capacidad	5.20	6.44	1.24
Análisis Tiempo - Historia	5.20	8.56	1.64

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N° 6.4, se detalla la comparación entre los valores resultantes de la capacidad de ductilidad de desplazamiento local (μ_c) versus la ductilidad de demanda máxima (μ_D), para una columna donde existe el mayor desplazamiento lateral (U9).

Tabla N° 6.4: Comparación de capacidad de ductilidad de desplazamiento local versus la ductilidad de demanda

Fuente	Dirección	Capacidad de Ductilidad (μ_c)	Ductilidad de Demanda (μ_D)	Demanda/Capacidad (D/C)
Método Espectro de Capacidad	Longitudinal	3.63	1.24	0.34
	Transversal	3.61	0.49	0.14
Expediente técnico de referencia (*)	Longitudinal	5.68	2.20	0.39
	Transversal	4.59	1.72	0.37

(*) MTC-AATE, 2012

Fuente: Elaboración propia

La comparación mostrada en la tabla N° 6.4, verifica los resultados obtenidos en el presente documento de investigación versus los valores registrados en la memoria de cálculo del MTC-AATE, 2012. Es menester indicar que el análisis estructural de la memoria de cálculo del expediente técnico MTC-AATE, 2012 difiere al modelo matemático planteado en la presente tesis, esto debido al mayor número de vanos analizados al mismo tiempo (incluido las juntas) y condiciones de borde superiores diferentes. No obstante, la relación de Demanda/Capacidad es cercano y guardan relación de criterios. Para el cálculo de la capacidad de ductilidad de desplazamiento local (μ_c) se recurrió a lo indicado en el ítem 2.3.2.2, y para el cálculo de la ductilidad de demanda máxima son los valores expuestos en la tabla N° 6.2 y 6.3.

La distorsión obtenida del análisis sísmico utilizando el método del espectro de capacidad en la dirección transversal es 0.0047 (3.8 cm / 816.9 cm).

La distorsión obtenida del análisis sísmico utilizando el método el método del espectro de capacidad en la dirección longitudinal es 0.0079 (6.44 cm / 816.9 cm).

CONCLUSIONES

El análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, que realizar un análisis lineal, pero que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño. Por lo cual con los resultados obtenidos en la presente investigación se pudo verificar la viabilidad de aplicar el método del espectro de capacidad para estimar el comportamiento de estructuras tipo viaducto cuando incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico,

De los cálculos obtenidos como la ductilidad de demanda máxima, para el viaducto en estudio, bajo el análisis del método de espectro de capacidad nos muestra que la ductilidad de demanda es 0.49 en el eje X y 1.24 en el eje Y, por otro lado, utilizando el análisis dinámico no lineal tiempo-historia la ductilidad de demanda es 0.48 en el eje X y 1.64 en el eje Y. Los valores comparativos del análisis por el método de espectro de capacidad son cercanos al análisis tiempo – historia, demostrando que el método de espectro de capacidad es viable para el análisis sísmico no lineal de un viaducto.

De la comparativa entre respuestas del análisis por el método del espectro de capacidad y el análisis dinámico no lineal (análisis tiempo historia), se resalta que la diferencia de los desplazamientos máximos en la dirección transversal “x” es de 23.78% y en la dirección longitudinal “Y” es de 24.77%, siendo unas diferencias pequeñas y cercanas entre sí.

Los resultados de la presente investigación muestran la concordancia entre los resultados del análisis estático no lineal y el dinámico no lineal. Se muestra que el análisis tiempo historia no lineal, proporcionó resultados más detallados, donde se pudo observar la historia de los esfuerzos en los elementos y las deformaciones a través del tiempo. Sin embargo, los valores máximos del análisis por el método de espectro de capacidad son cercanos, además se muestra el desempeño de la estructura obteniendo resultados bastante aproximados a los reales, siendo la ventaja de ser un método con menos esfuerzo computacional y alcanzar resultados en menor tiempo en comparación al análisis tiempo historia.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. Sin embargo, en la dirección “x” (dirección transversal) el punto de desempeño se encuentra más cercano al rango elástico.

El análisis por método de espectro de capacidad, es adecuado para tener una comprobación y representación bastante próxima al desempeño real de la estructura, sin tener que utilizar demasiado recursos en el análisis, ya que se puede conocer la capacidad de la estructura a través de un método confiable, y la ventaja de optimizar tiempo y recursos en la obtención de resultados.

El análisis tiempo historia es un tipo de análisis sísmico que muestra un comportamiento más cercano al real de la estructura, debido a que utiliza registros de aceleración reales y a que éstos actúan en las direcciones principales. La desventaja es que se requiere tiempo para la obtención de resultados.

El análisis sísmico tradicional basado en fuerzas estáticas equivalentes es un método bastante práctico y relativamente de fácil aplicación, sin embargo, en muchos casos puede llevar a conclusiones sobre la respuesta estructural que distan mucho del comportamiento real. Lo cual no permite conocer la secuencia de aparición de daños en los elementos estructurales, para diferentes estados límites de comportamiento.

En el método del espectro de capacidad, para determinar de manera adecuada la demanda a la que una estructura estaría sujeta, se debe tener información esencialmente referida a las condiciones de sitio. Sin embargo, para la reducción del espectro de demanda también será necesario tener conocimiento de las características de la estructura (estructura nueva, estructura existente, periodo).

El uso de diversos registros sísmicos en análisis tiempo-historia demuestra que una estructura responde de manera distinta a cada uno de ellos, siendo esto conocido como la variabilidad de registro a registro en la respuesta estructural.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que debe hacerse una práctica común realizar este tipo de análisis no lineal en conjunto al diseño del viaducto o puente, ya que el principal material utilizado sobre todo para las columnas es el concreto y este elemento la mayoría de veces no tiene un comportamiento lineal durante el evento sísmico. El método empleado, del espectro de capacidad al igual que el método de análisis tiempo historia son las 2 metodologías más realistas para calcular las respuestas sísmicas (estados límites de desempeño, desplazamientos y fuerzas).

Los factores de reducción del espectro de demanda (SR_A y SR_V) merecen una cuidadosa revisión en los diferentes reglamentos de diseño sismo resistente. Se recomienda buscar investigaciones de algún otro método alternativo para la reducción del espectro de demanda con la finalidad de tener una mayor certeza del valor de las coordenadas de dicho punto.

Es importante determinar los parámetros sísmicos con estudios en la zona donde se emplace la estructura ya que con estos podemos obtener nuestra categoría de diseño sísmico, y con ello saber el método adecuado de análisis sísmico a utilizar.

Se recomienda el uso de programas de diseño de puentes con análisis lineal y no lineal, que contemplen la influencia de los apoyos elastoméricos, aisladores o disipadores para poder obtener valores reales según lo que se requiera.

BIBLIOGRAFÍA

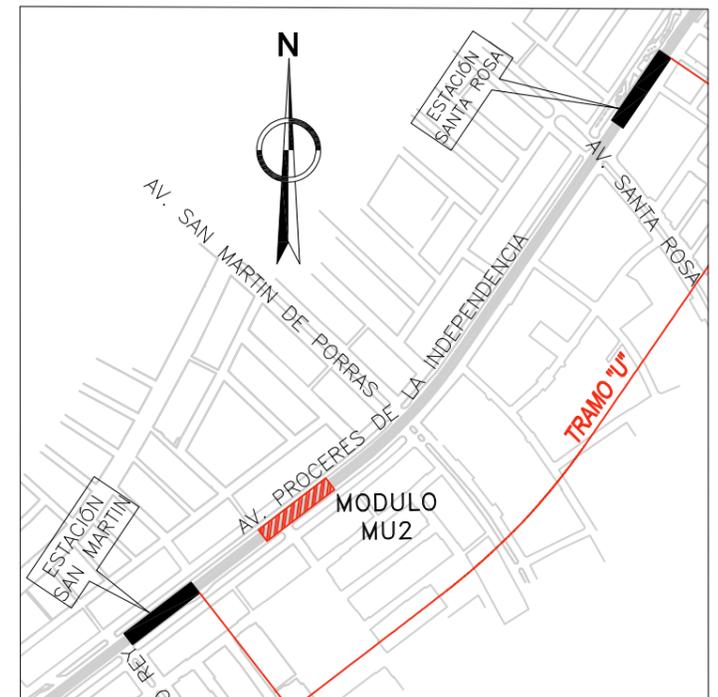
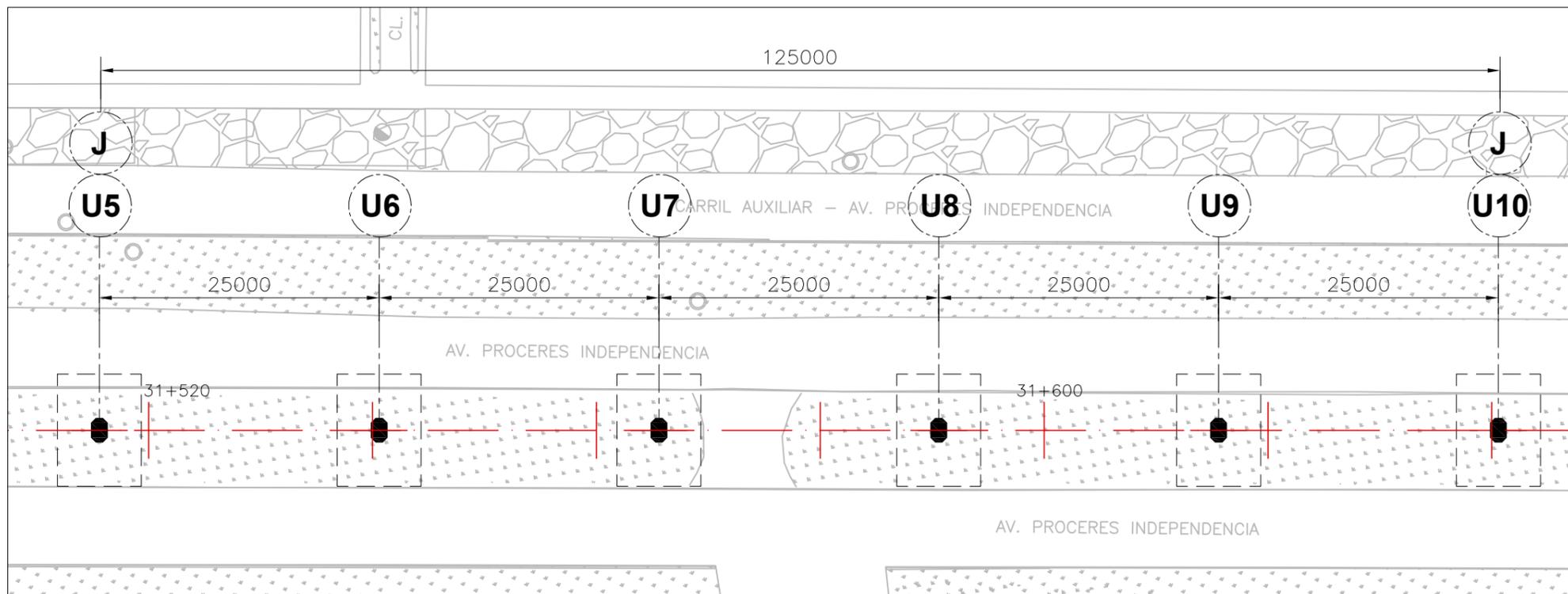
- AASTHO. (2017). *AASTHO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aburto, P. (2013). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia- Chile*. Chile: Universidad Austral de Chile.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: ATC-40.
- AREMA. (2013). *Manual for Railway Engineering*. Lanham: American Railway Engineering and Maintenance of Way Association.
- ASCE/SEI 7-05. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Aviram, A., Mackie, K., & Stojadinovic, B. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley.
- Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2007). *Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges*. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 22, 293-305.
- Caltrans. (2019). *Caltrans Seismic Design Criteria version 2.0*. California: California Department of Transportation.
- Fajardo, C. (2012). *Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Fajfar, P. (1999). *Capacity Spectrum method based on inelastic demand spectra*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-93.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington DC, USA.: Federal Emergency Management Agency.
- Freeman, S. A. (2004). Review of the Development of the Capacity Spectrum Method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 41(438), 1-13.
- Gioncu, V. (2000). Framed structures. Ductility and seismic response General Report. *Journal of Constructional Steel Research*, 125-154.
- Mander, J., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress- Strain Model for Confined Concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 114(8), 1804-1826.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Norma Técnica de Edificaciones" E-030 Diseño Sismorresistente"*. Lima: Sencico.

- MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Lima: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
- MTC-AATE. (2012). *Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao"*. Lima.
- Priestley, M. J., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons, INC.
- SENCICO. (2020). *Norma E.060 Concreto Armado*. LIMA: SENCICO.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., & Kim, S.-H. (2000). Nonlinear static procedure for fragility curve development. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), 1287-1295.
- Viera, L. (2004). *Diseño Sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado*. Ambato: Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.
- Wilson, E. L. (1995). *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. California: Computers and Structures, Inc.

ANEXOS

ANEXO 1

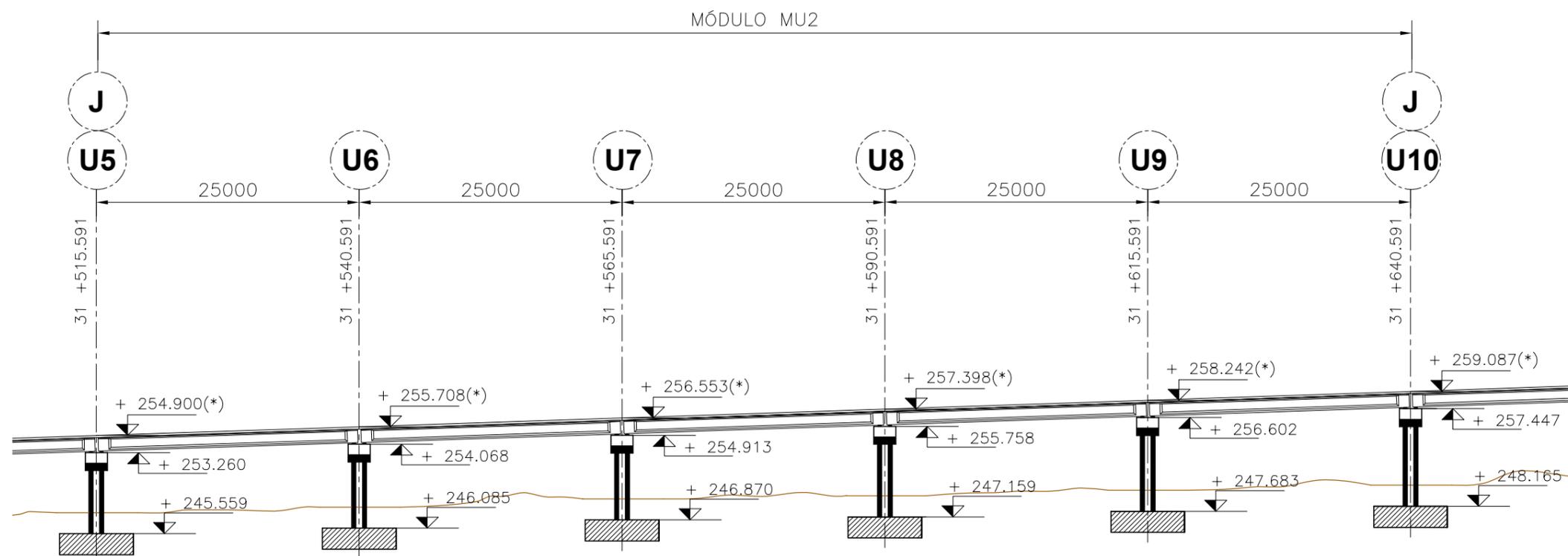
**“PLANOS DEL VIADUCTO – MU2, TRAMO “U”, DE LA
LÍNEA 1 DEL TREN ELÉCTRICO, AV. GRAU – SAN JUAN DE
LURIGANCHO”**



VIADUCTO ELEVADO

PLANTA

ESCALA: 1/500



VIADUCTO ELEVADO

ELEVACIÓN LONGITUDINAL

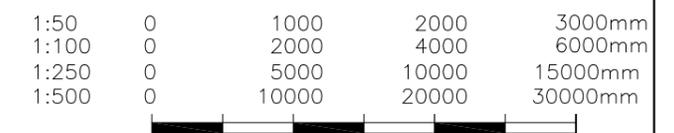
ESCALA: 1/500

NOTAS :

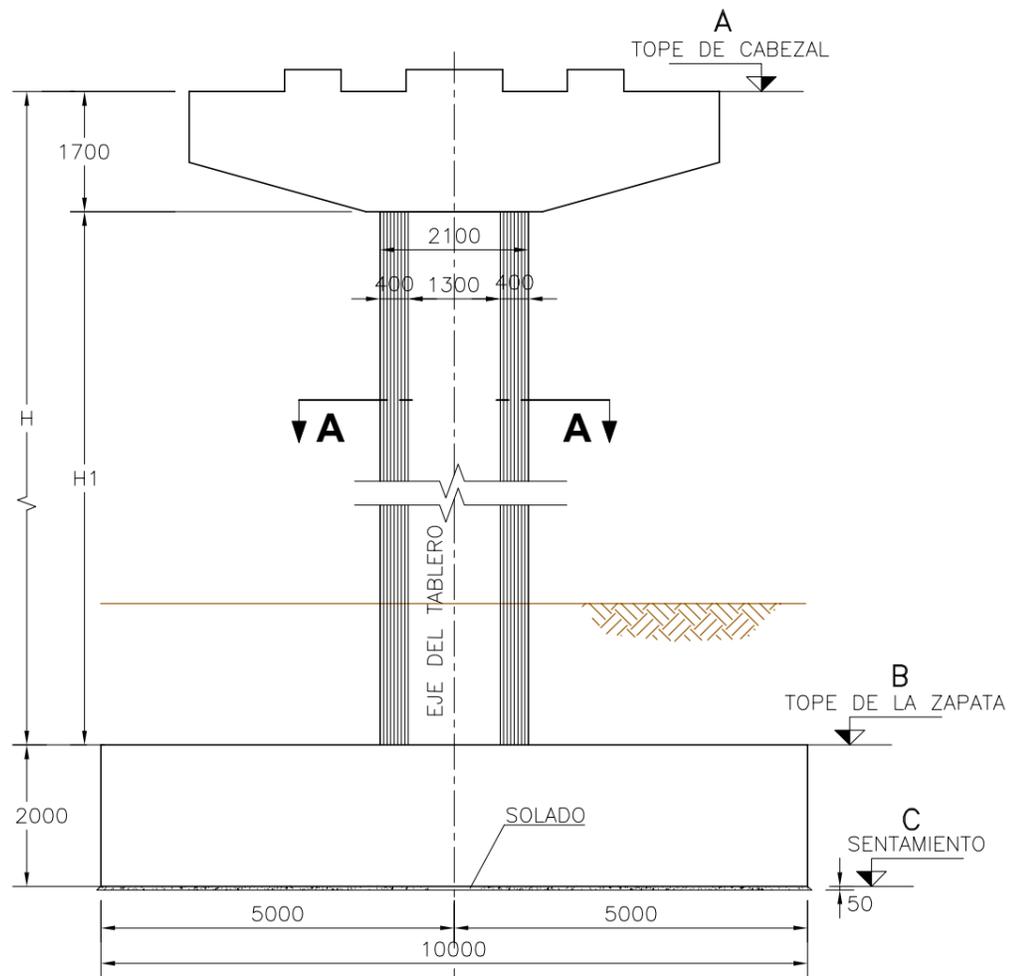
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- 3.- (*) = COTA RASANTE

REFERENCIAS :

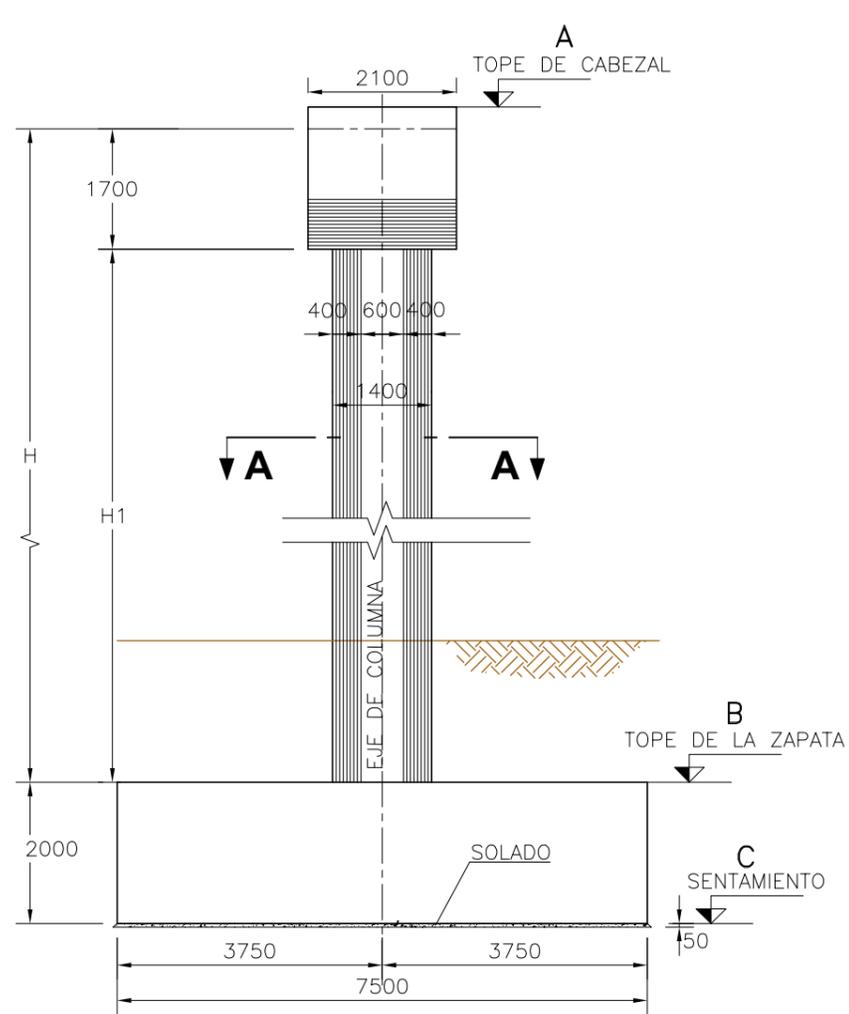
MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



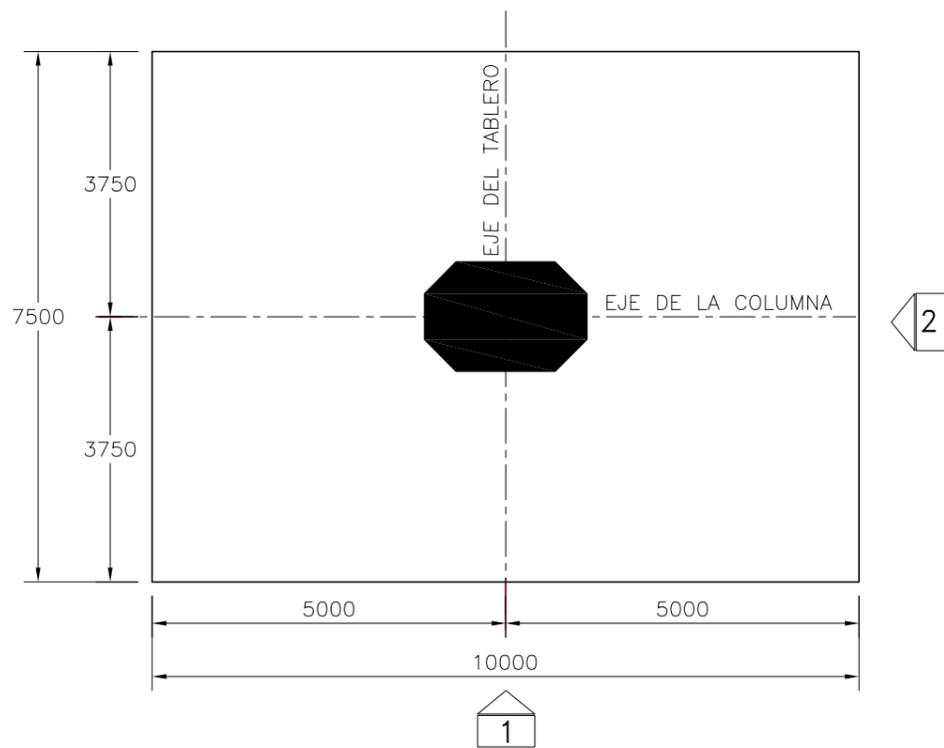
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	PLANTA Y ELEVACIÓN - VIADUCTO
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-01



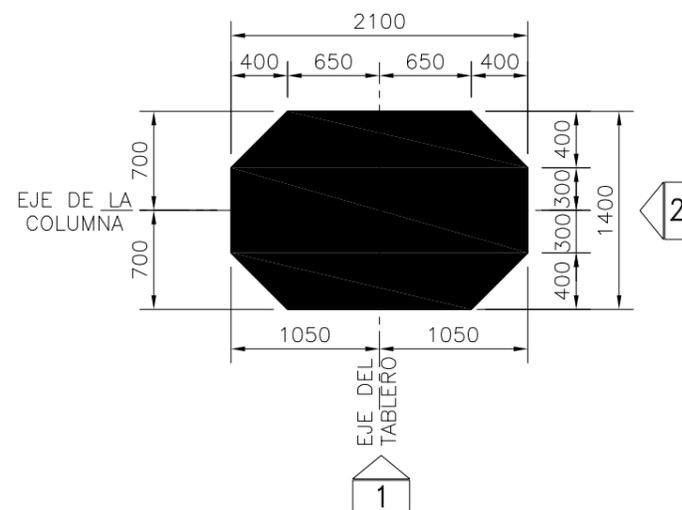
COLUMNA
ELEVACIÓN-1
ESCALA: 1/100



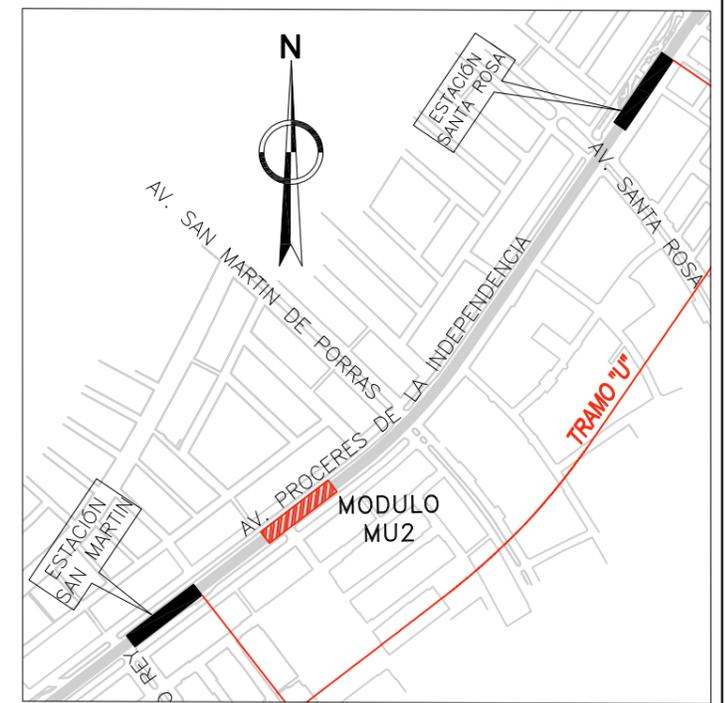
COLUMNA
ELEVACIÓN-2
ESCALA: 1/100



PLANTA DE ZAPATA
ESCALA: 1/100



COLUMNA
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50



EJE	H1	H	A	B	C
U5	6.001	7.701	253.260	245.559	243.559
U6	6.283	7.983	254.068	246.085	244.085
U7	6.343	8.043	254.913	246.870	244.870
U8	6.899	8.599	255.758	247.159	245.159
U9	7.219	8.919	256.602	247.683	245.683
U10	7.582	9.282	257.447	248.165	246.165

(*)Dimensiones en metros.

NOTAS :

- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

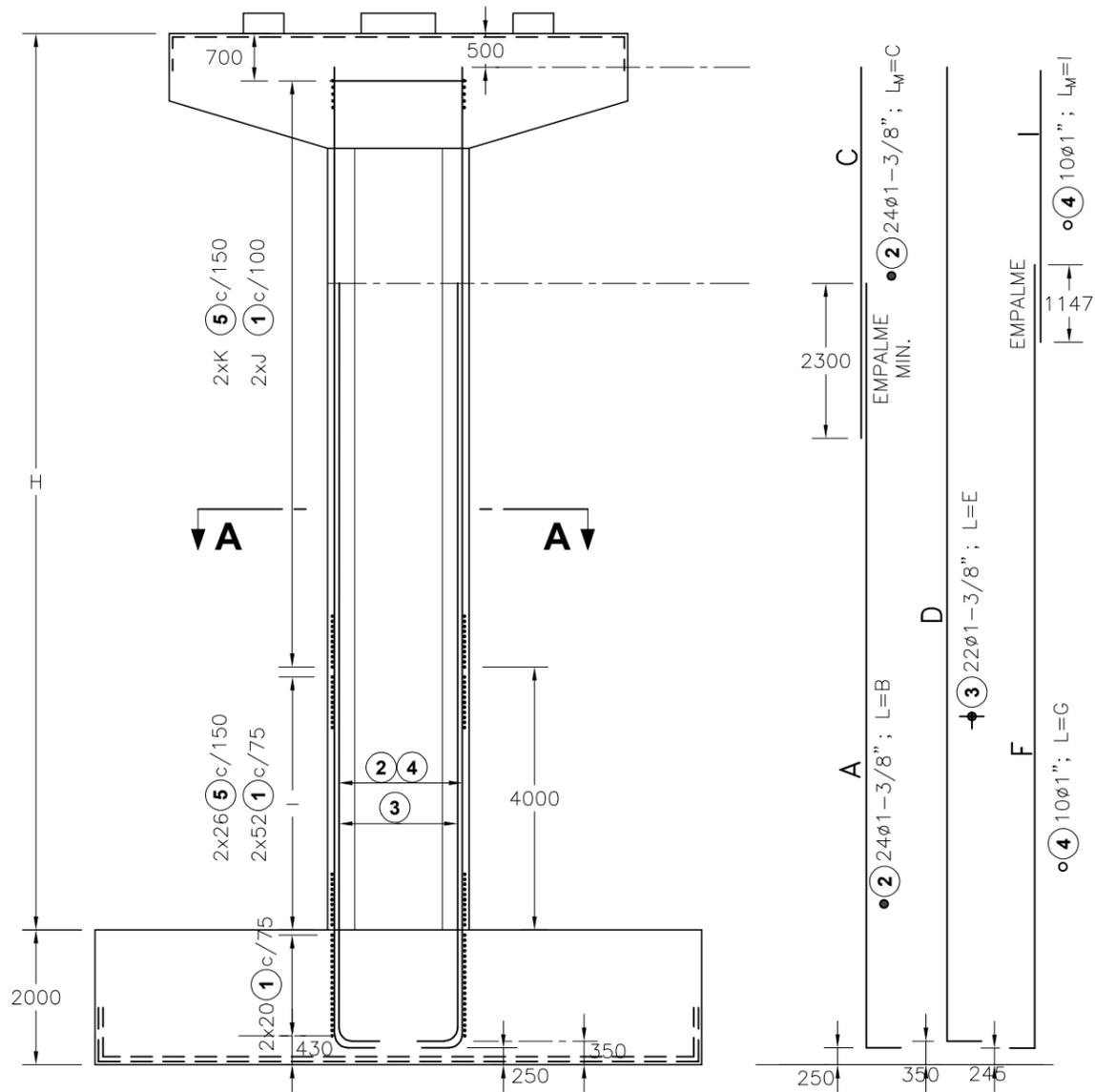
REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

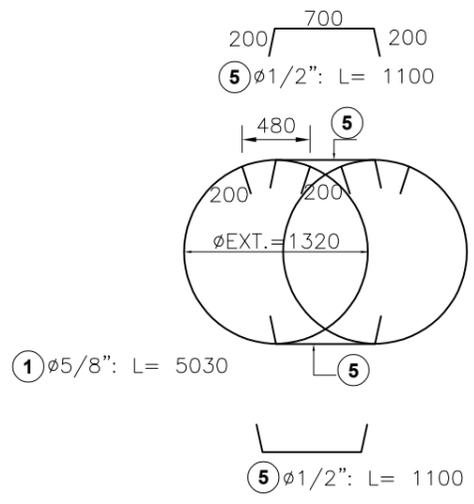
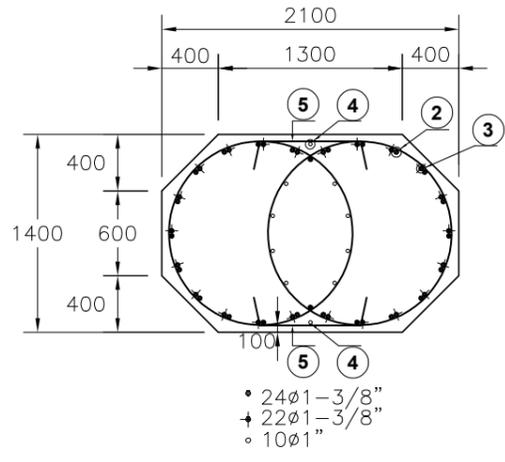
1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm



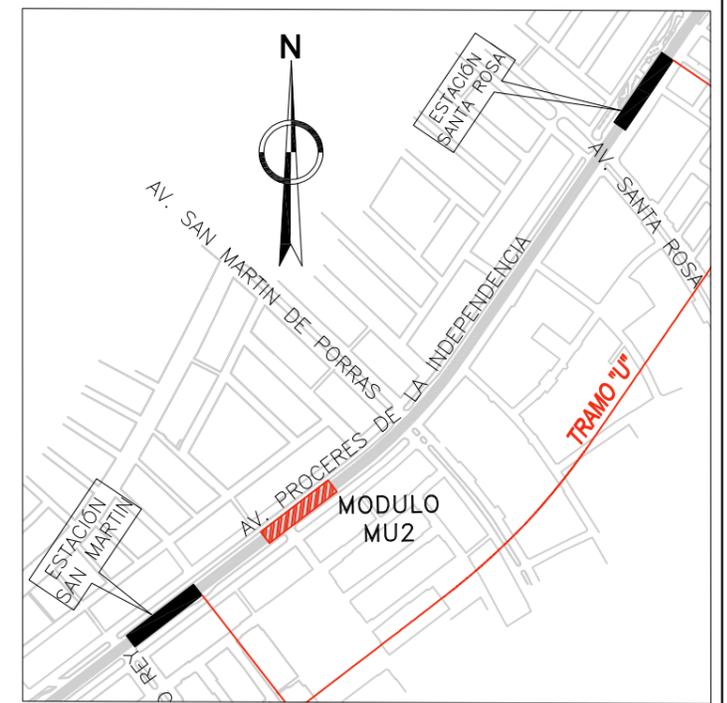
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	COLUMNA Y ZAPATA
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-02



ACERO DE REFUERZO TIPICO – COLUMNAS
ESCALA:1/100



SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50



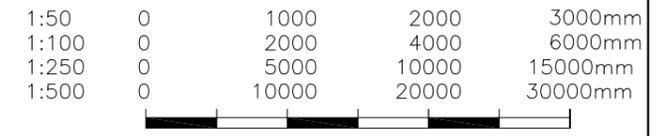
NOTAS :

- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

TABLA DE VARIABLES											
EJE	H	LONGITUDES (mm)								CANTIDADES	
		A	B	C	D	E	F	G	I	J	K
U5	7701	8771	9431	-	8771	9431	8841	9301	-	30	20
U6	7983	9053	9713	-	9053	9713	9123	9583	-	33	22
U7	8043	9113	9773	-	9113	9773	9183	9643	-	33	22
U8	8599	9669	10329	-	9669	10329	9739	10199	-	39	26
U9	8919	9989	10649	-	9989	10649	10059	10519	-	42	28
U10	9282	10352	11012	-	10352	11012	10422	10882	-	46	31



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

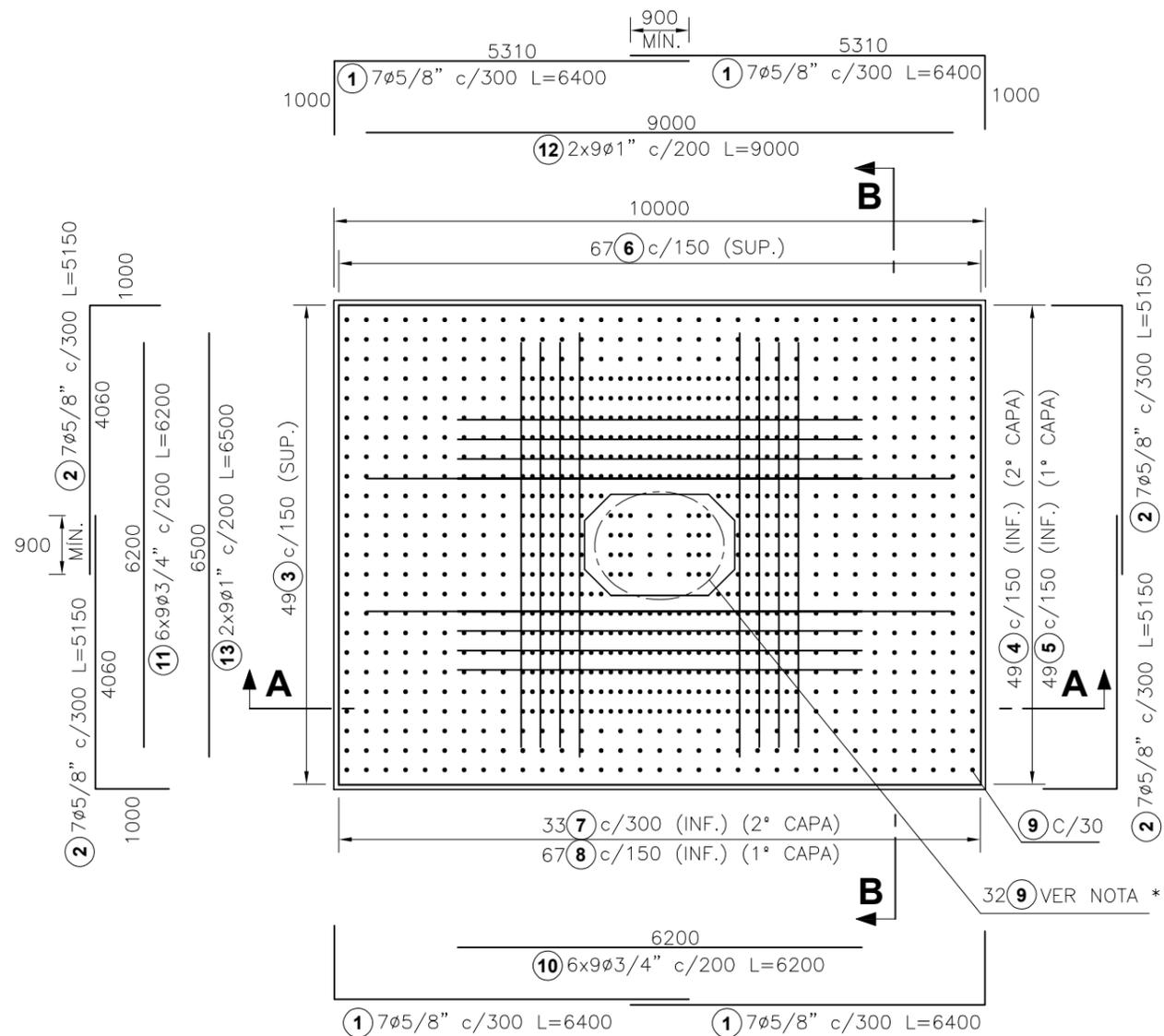
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2
DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD

PLANO: **COLUMNA Y ZAPATA**

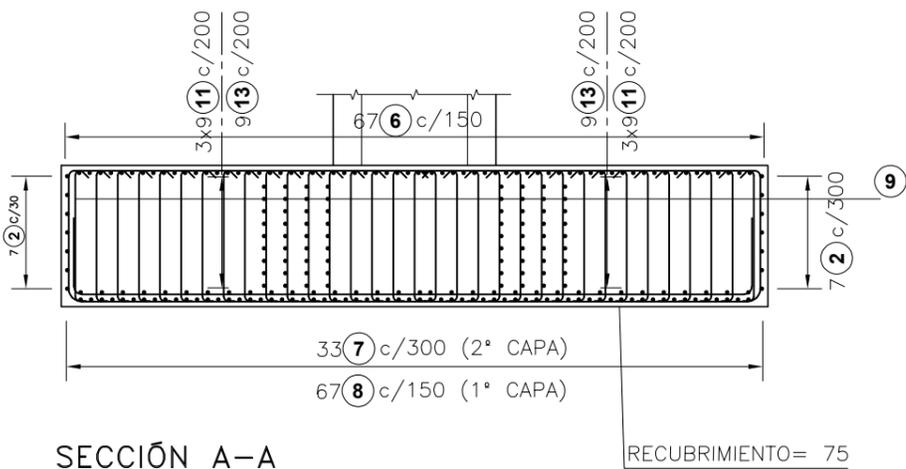
ELABORADO POR: **BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO**

ASESOR: **DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO**

PLANO N°:
ES-03

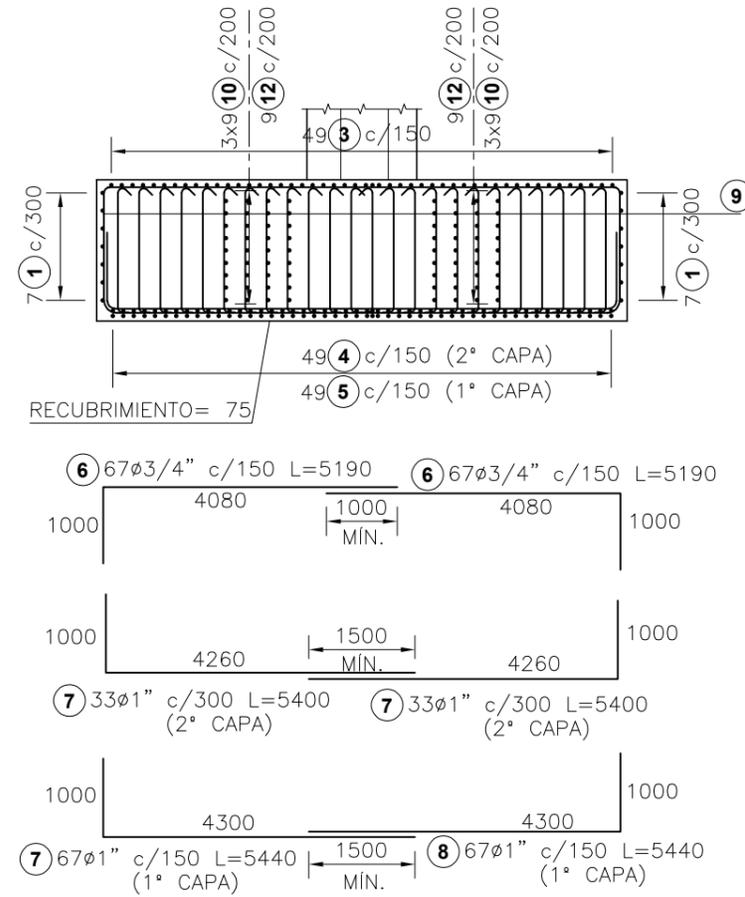


**ACERO DE REFUERZO ZAPATA
10000X7500X2000**
ESCALA:1/100



SECCIÓN A-A
ESCALA:1/100

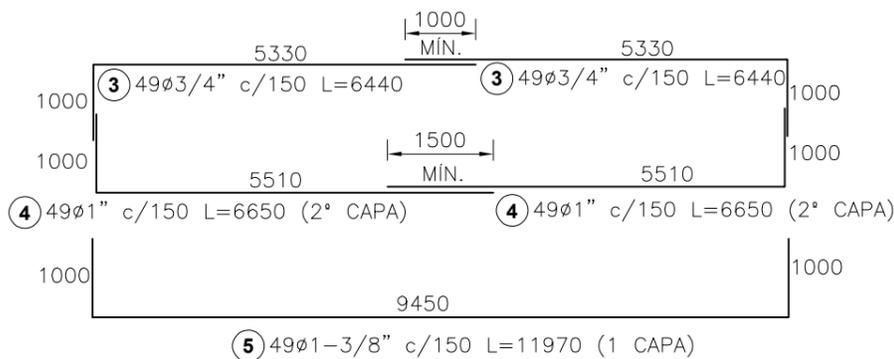
*9 NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO



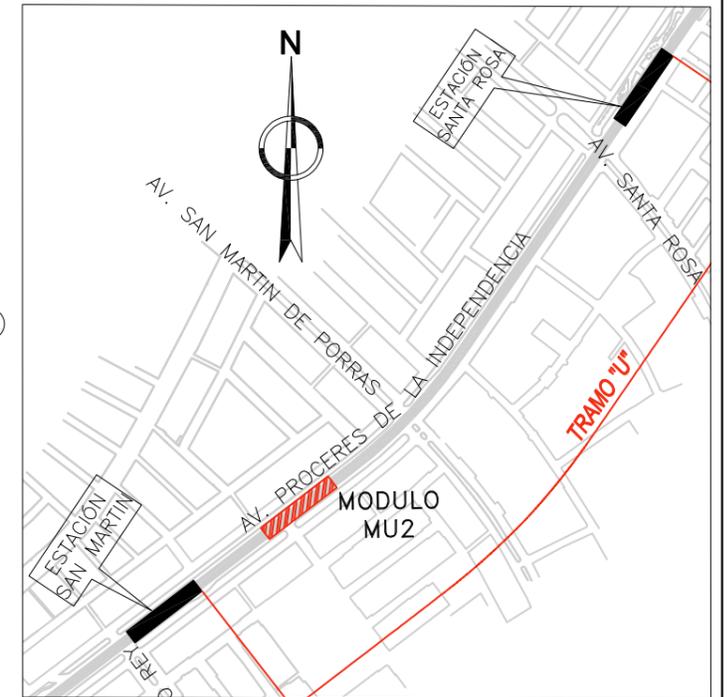
SECCIÓN B-B

ESCALA:1/100

*9 NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO



9 1004φ5/8" c/300
L=2190



NOTAS :

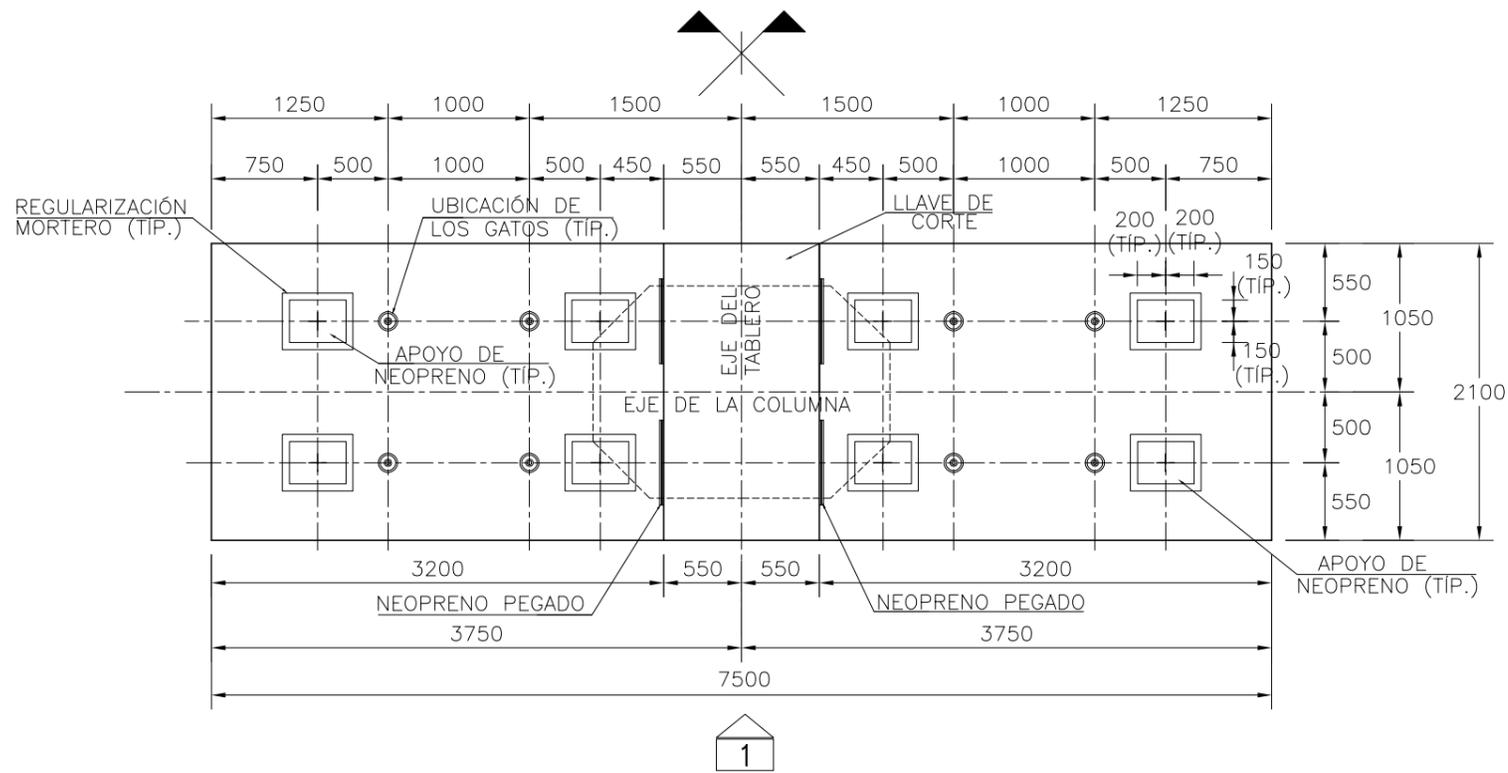
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm

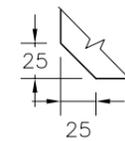
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	ZAPATAS - ACERO DE REFUERZO
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-04



PLANTA SUPERIOR VIGA CABEZAL

ESCALA: 1/50

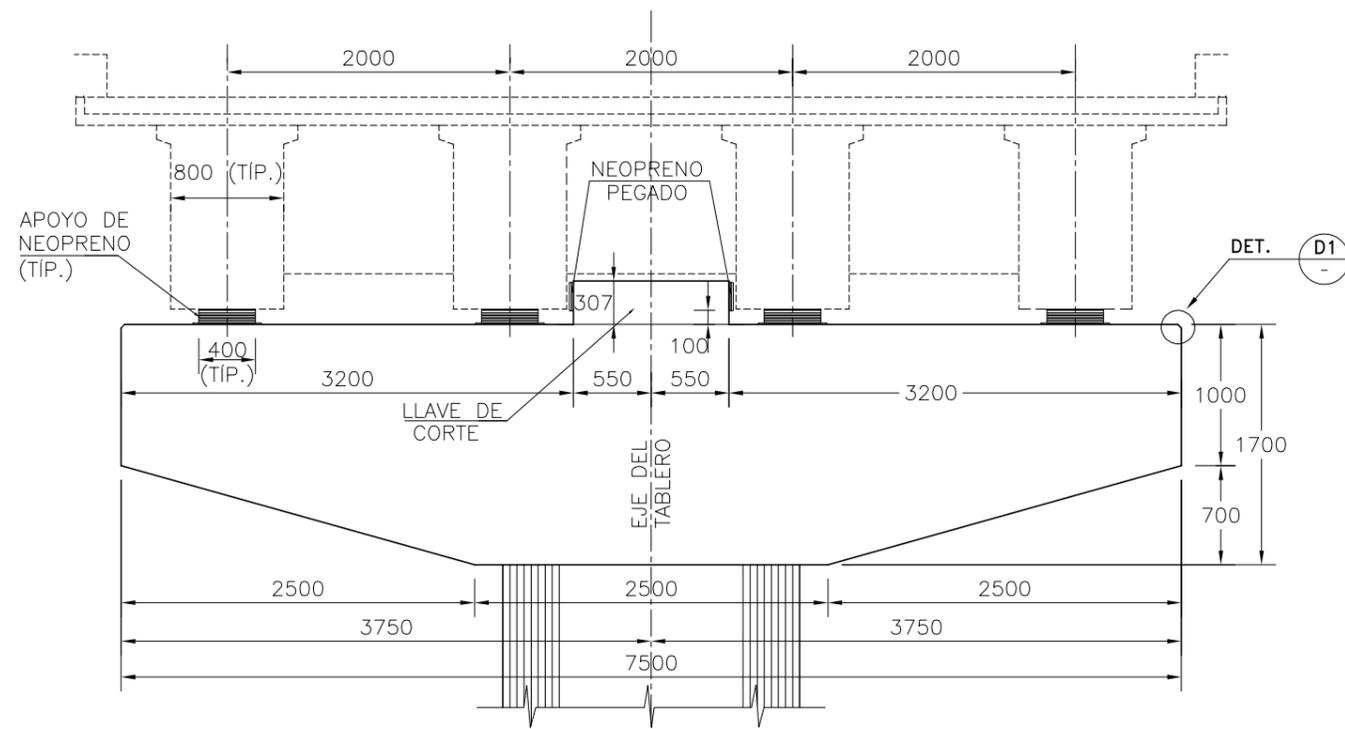
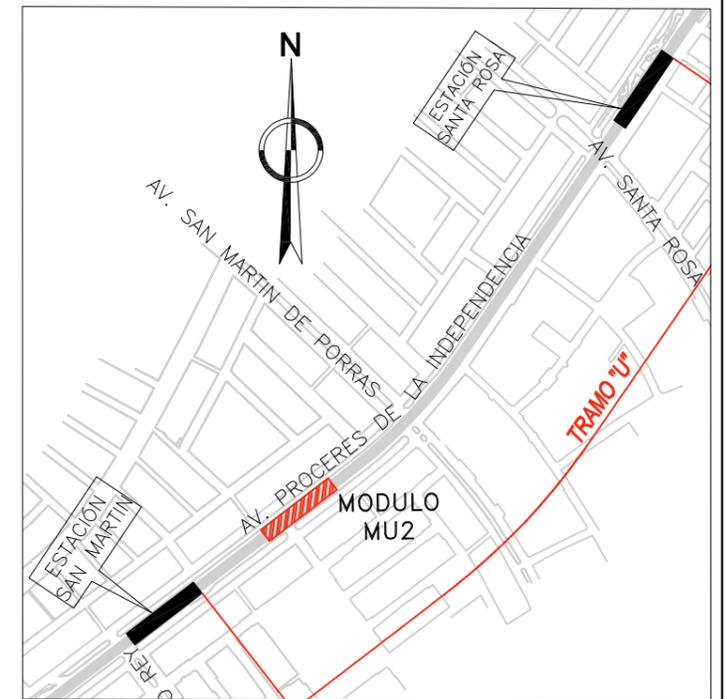
2



DETALLE - D1

ESCALA: 1/5

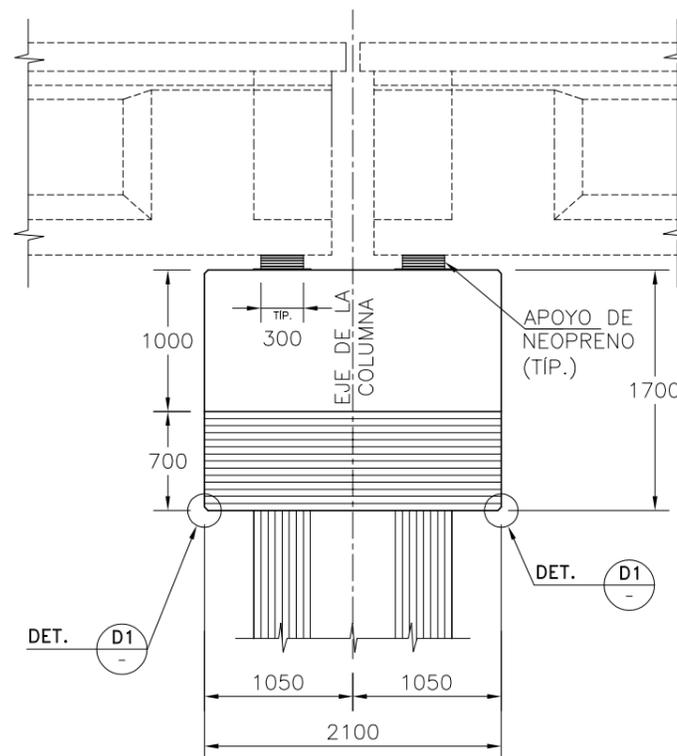
* DETALLE TÍPICO PARA TODAS LAS ESQUINAS DEL CABEZAL



VIGA CABEZAL

ELEVACIÓN-1

ESCALA: 1/50



VIGA CABEZAL

ELEVACIÓN-2

ESCALA: 1/50

NOTAS :

- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

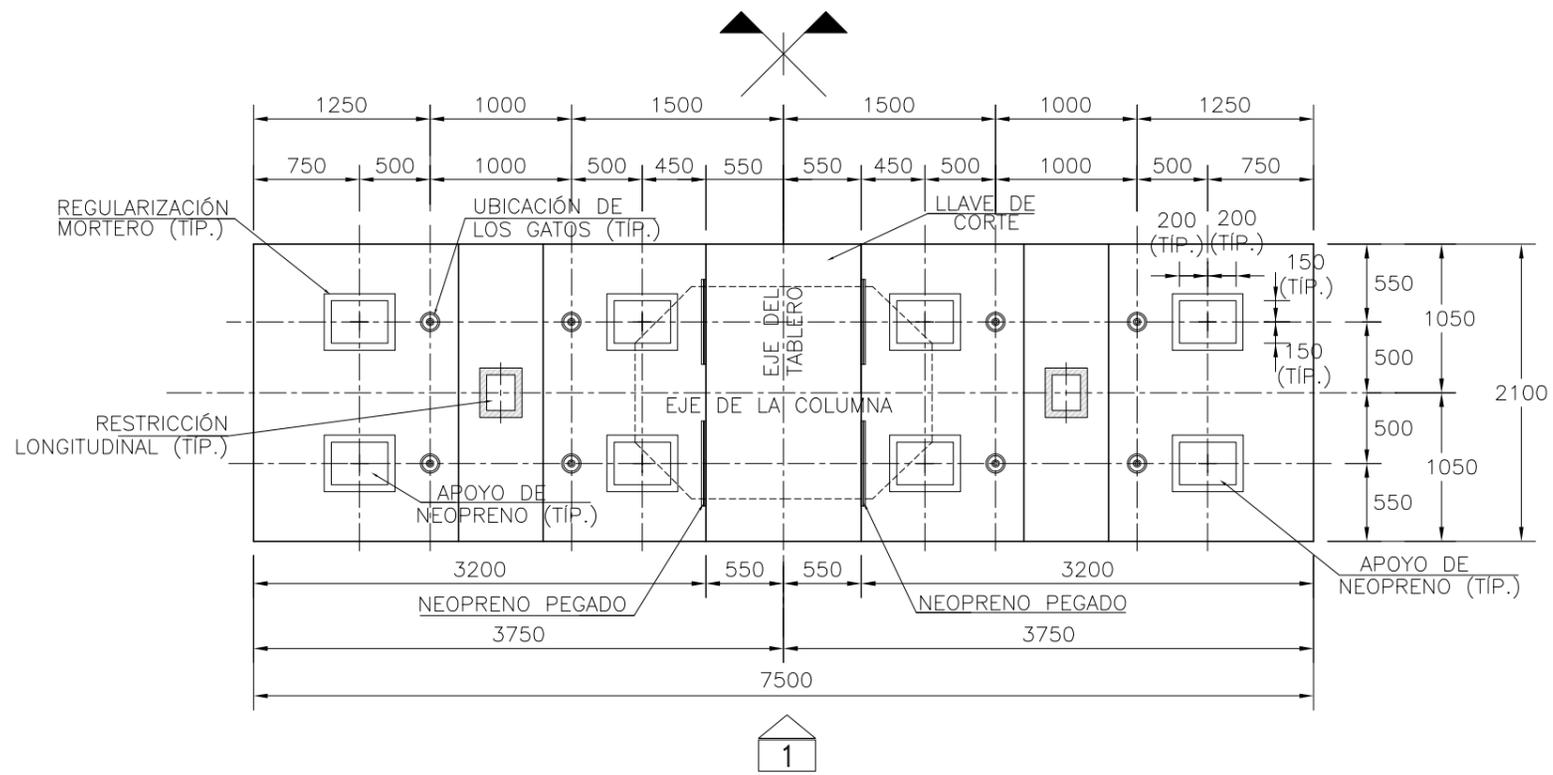
REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

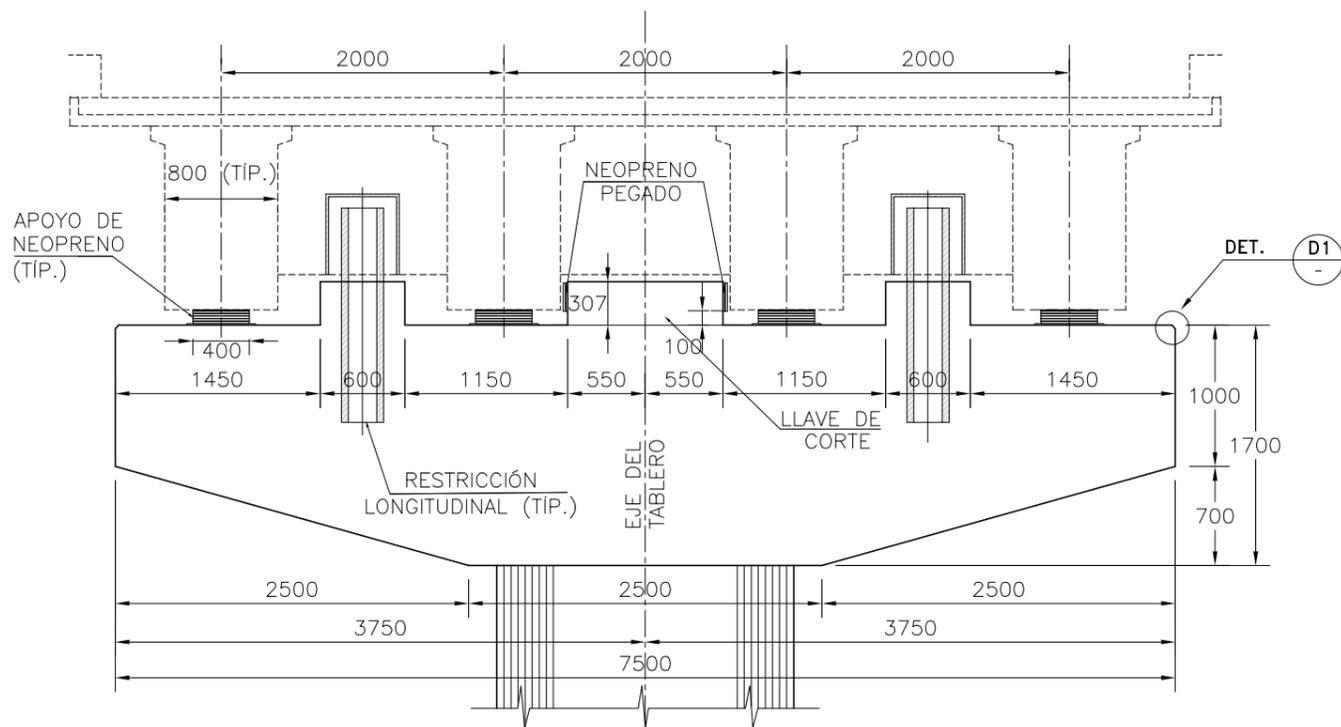
1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm



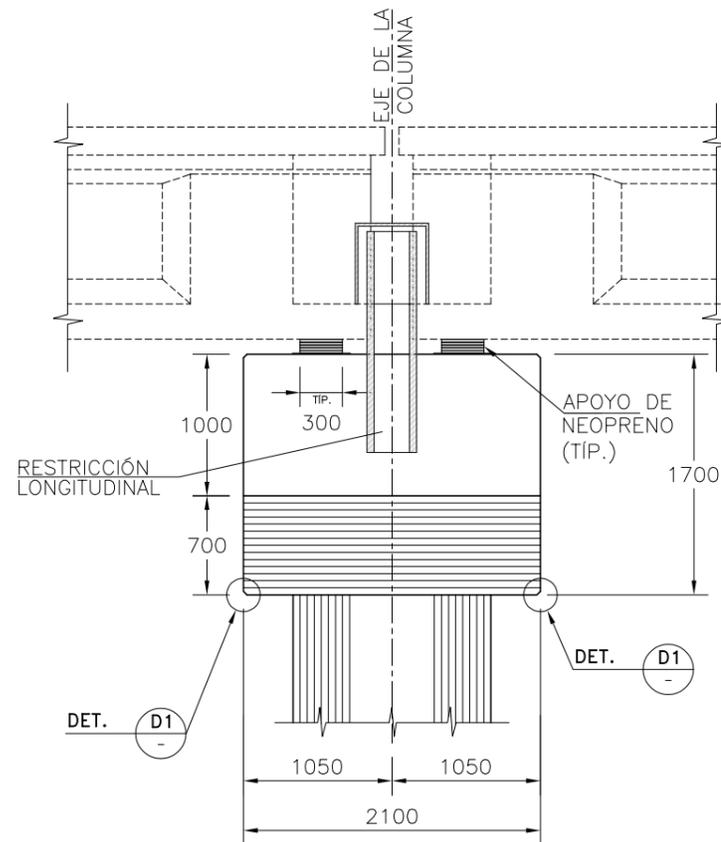
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	VIGAS CABEZALES - COLUMNAS EXTERNAS
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-05



PLANTA SUPERIOR VIGA CABEZAL
ESCALA: 1/50



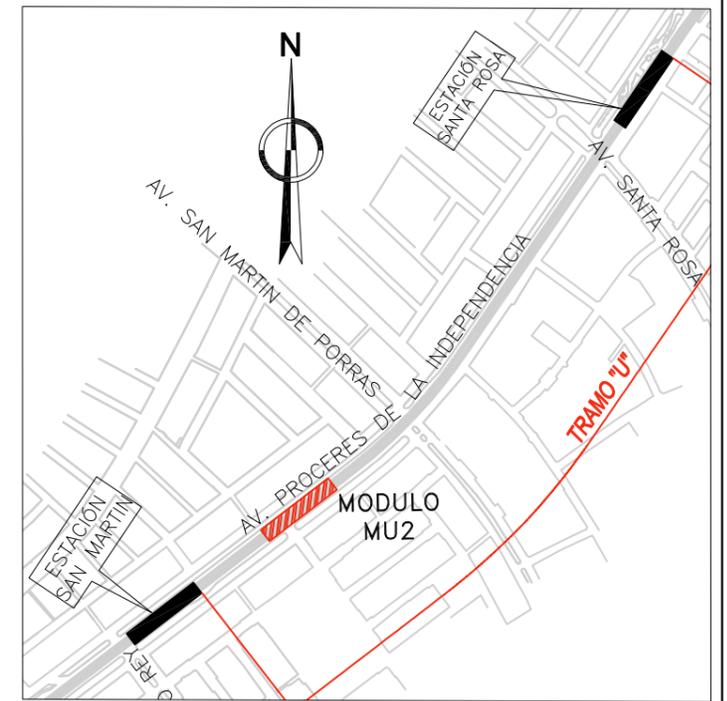
VIGA CABEZAL
ELEVACIÓN-1
ESCALA: 1/50



VIGA CABEZAL
ELEVACIÓN-2
ESCALA: 1/50

DETALLE - D1
ESCALA: 1/5

* DETALLE TÍPICO PARA TODAS LAS ESQUINAS DEL CABEZAL



NOTAS :

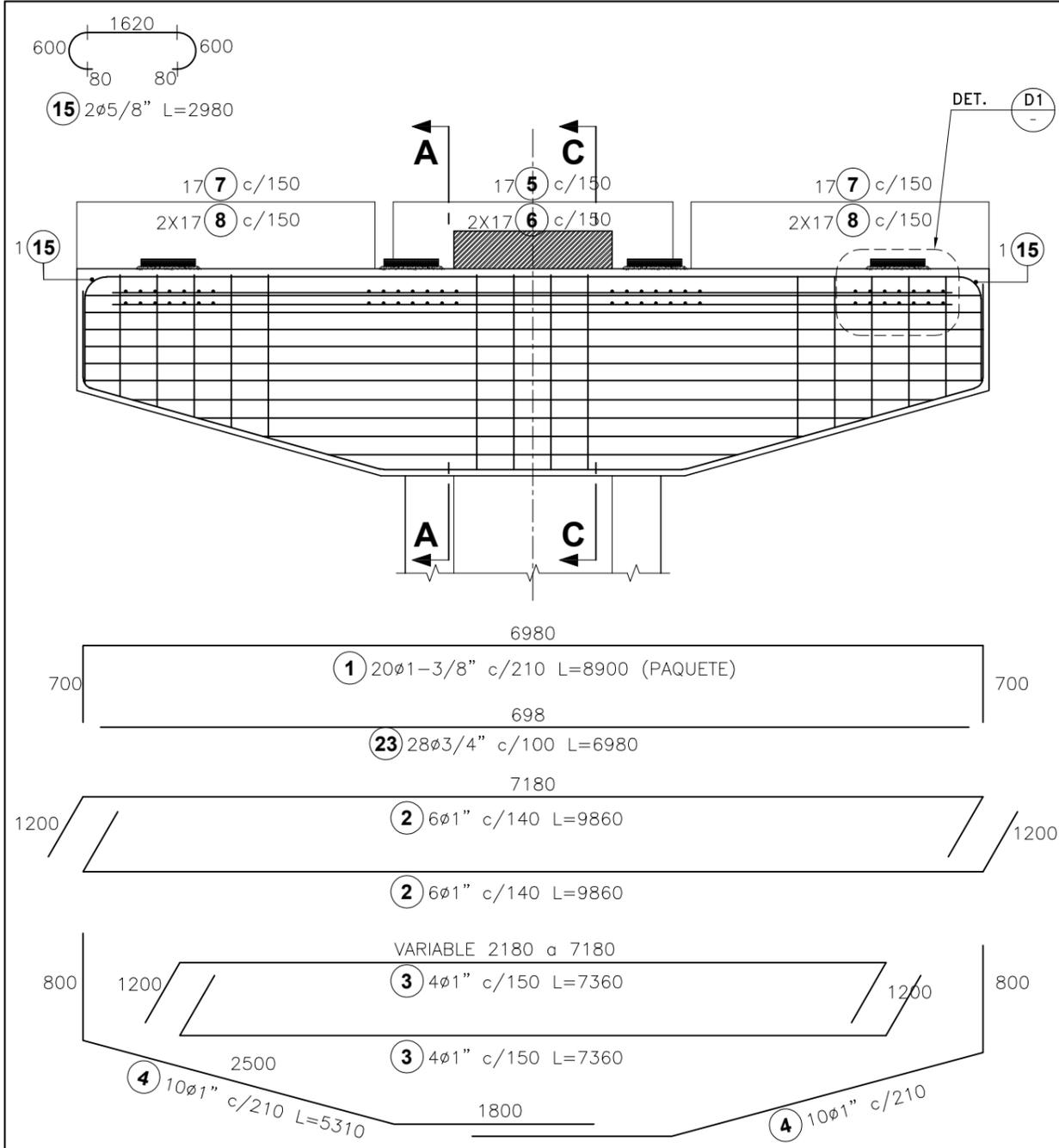
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

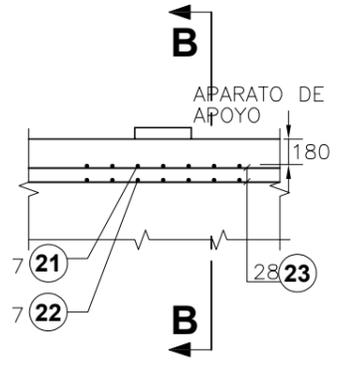
MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm

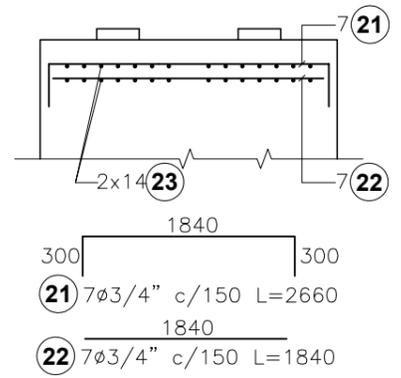
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	VIGAS CABEZALES - COLUMNAS INTERNAS
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-06



VIGA CABEZAL DE JUNTA
ESCALA:1/50

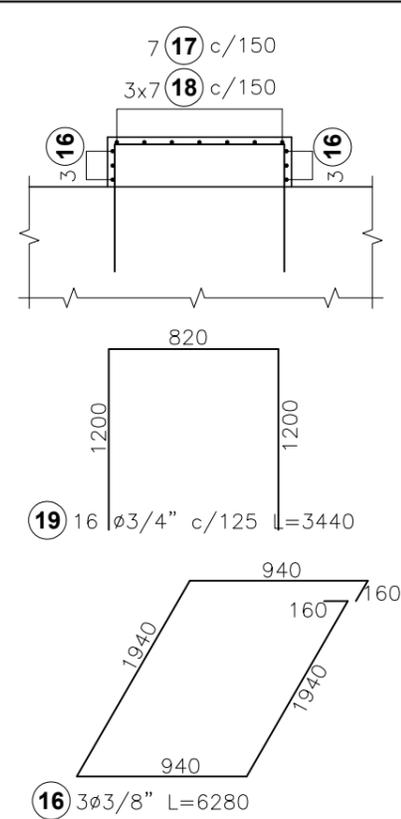


DETALLE-D1
ESCALA:1/50



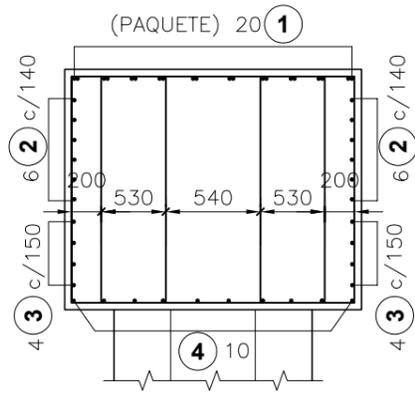
SECCIÓN C-C
ESCALA:1/50

ZUNCHADO EN LOS APOYOS



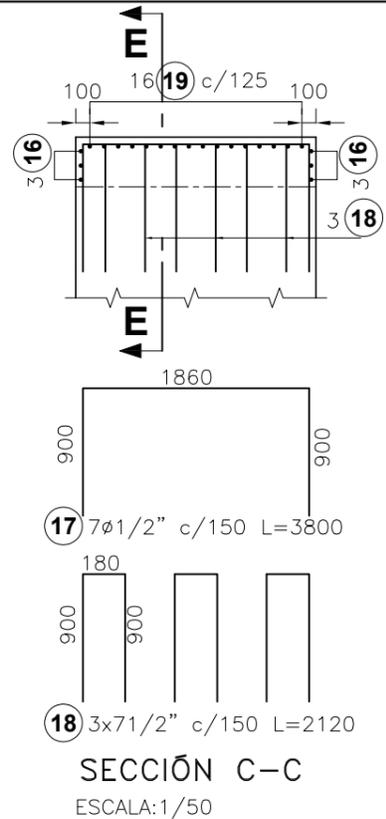
SECCIÓN E-E

ARMADURA DE LA LLAVE DE CORTE
ESCALA:1/50

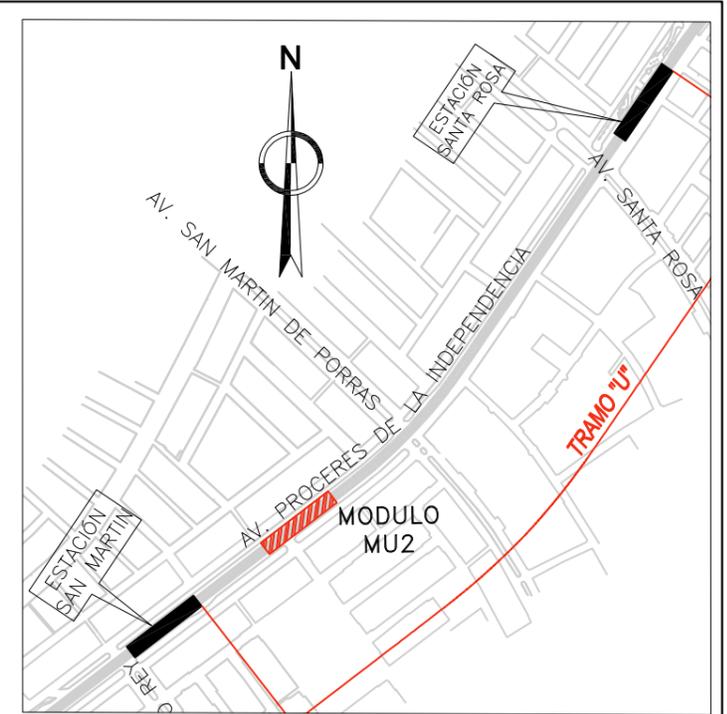


SECCIÓN A-A

SECCIÓN A-A
ESCALA:1/50



SECCIÓN C-C
ESCALA:1/50

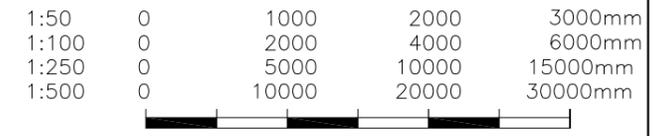


NOTAS :

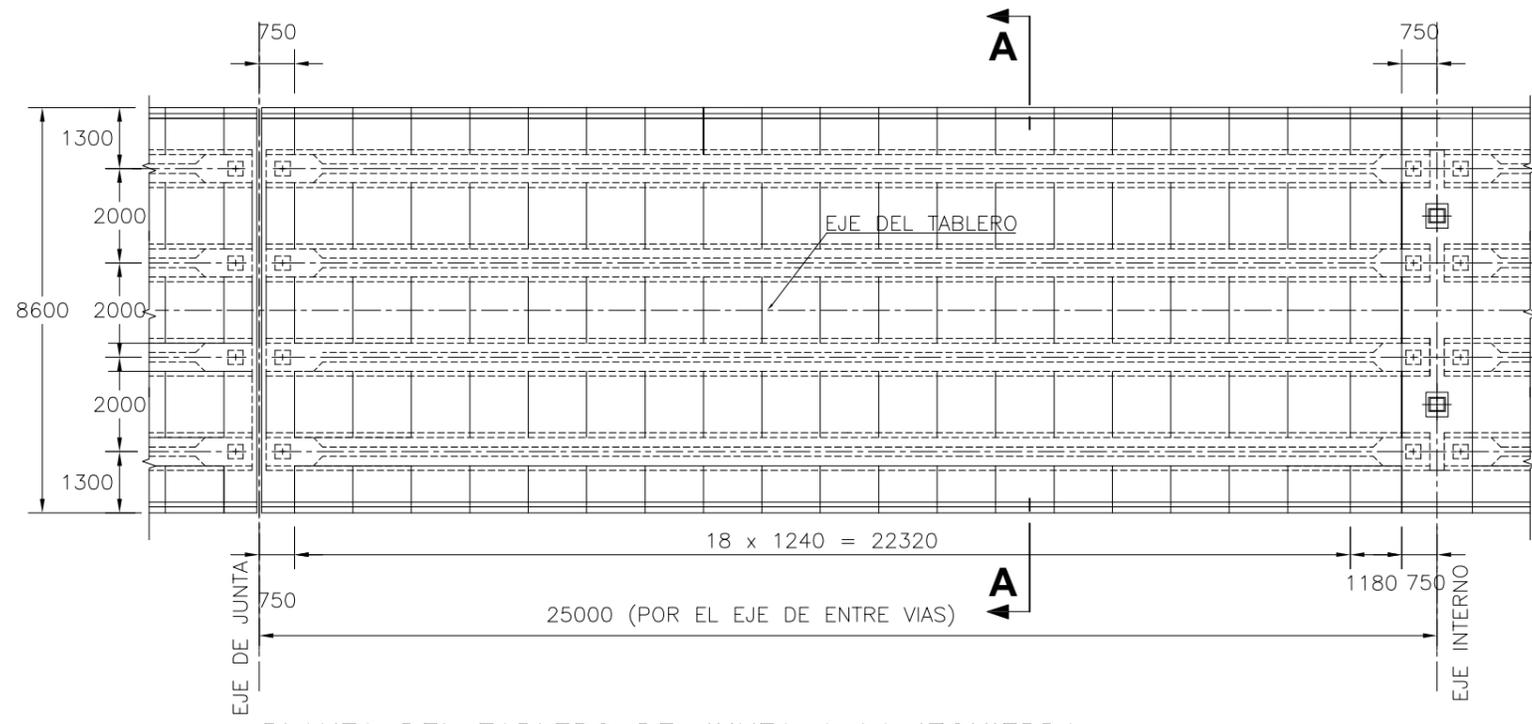
- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

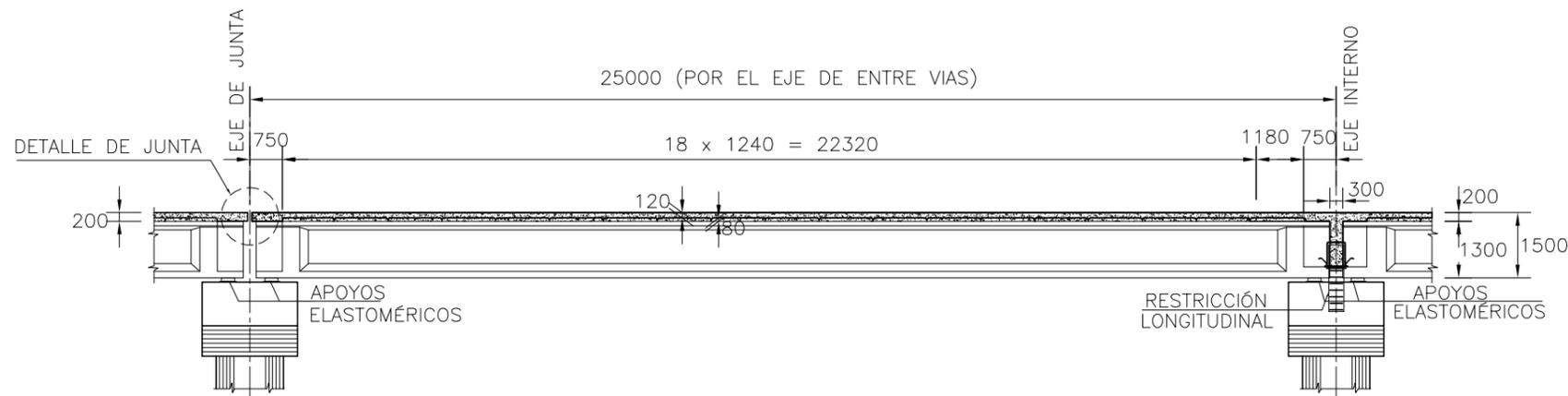
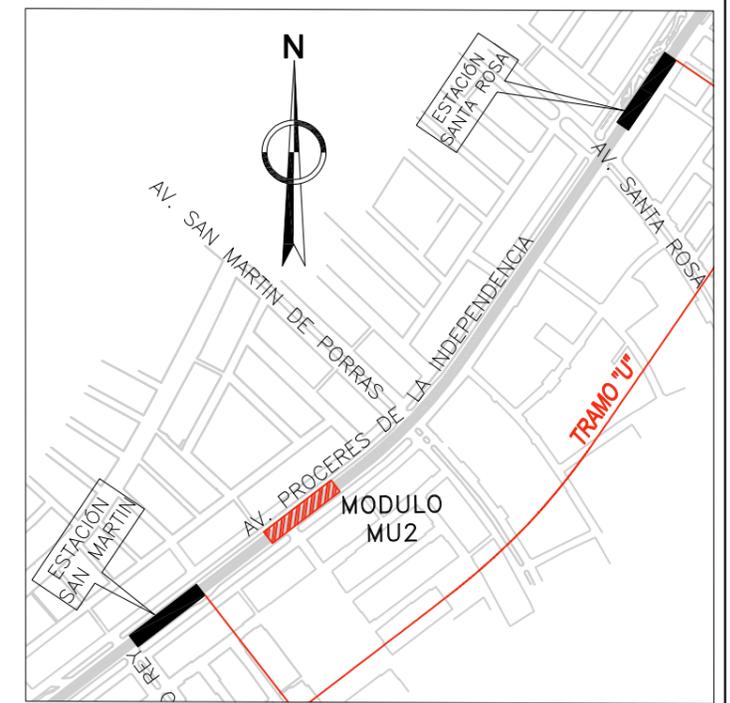
MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO: VIGAS CABEZALES - COLUMNAS JUNTAS - ACERO DE REFUERZO	
ELABORADO POR: BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO	PLANO N°: ES-07
ASESOR: DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO	



PLANTA DEL TABLERO DE JUNTA A LA IZQUIERDA
ESCALA: 1/150



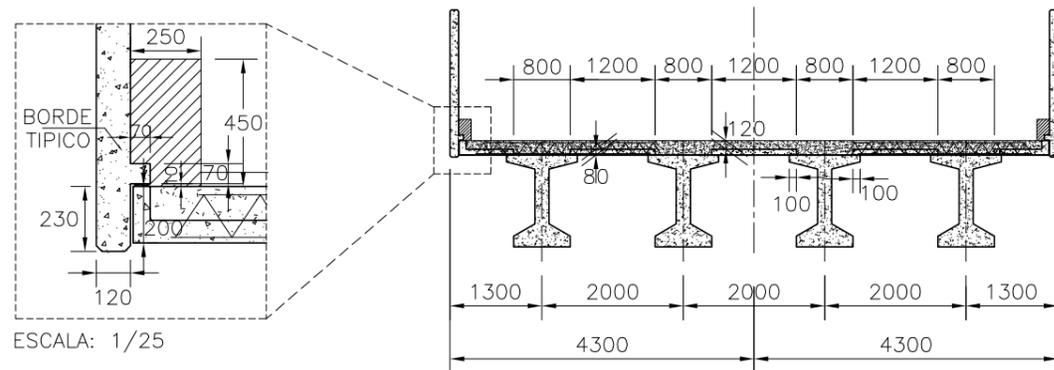
ELEVACIÓN LONGITUDINAL EN EL EJE DE LA VIA
ESCALA: 1/150

NOTAS :

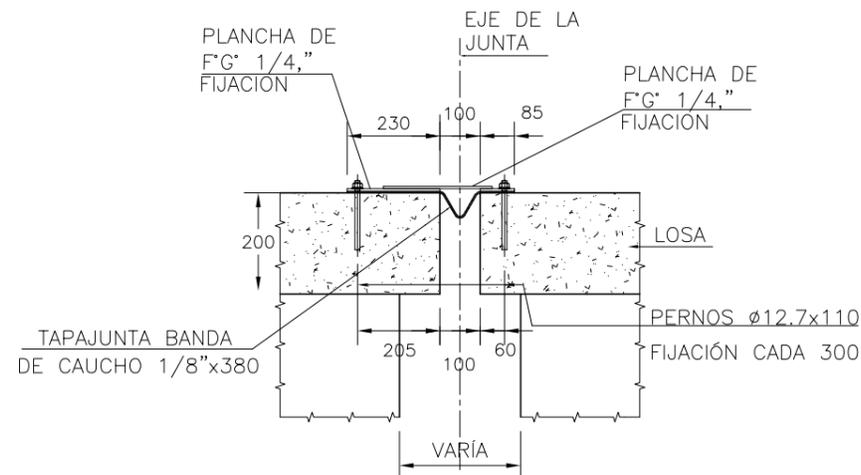
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



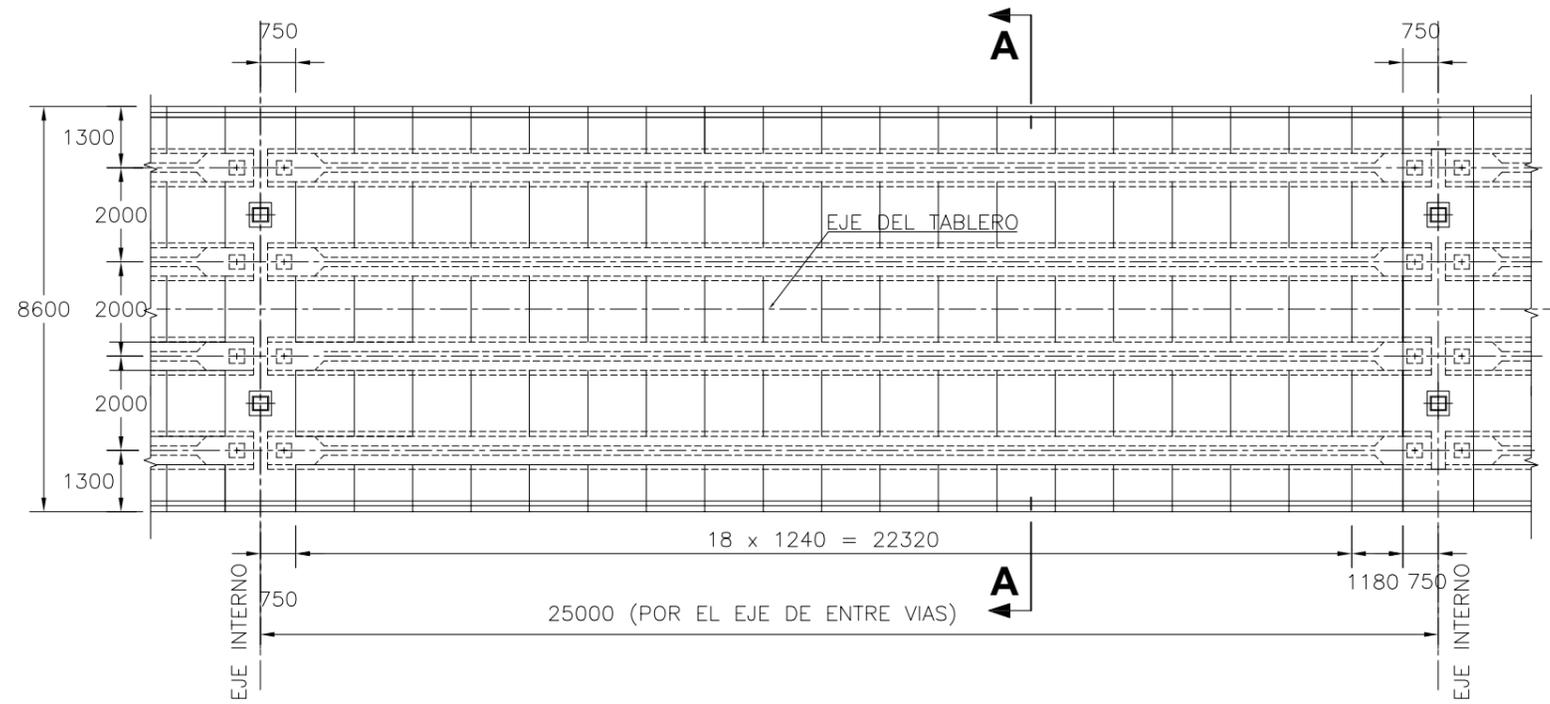
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/100



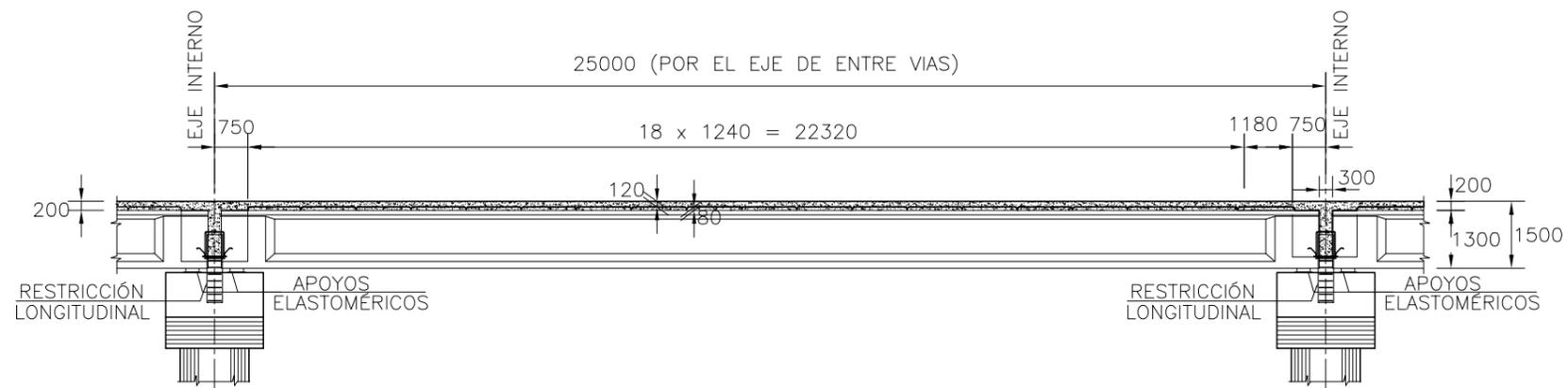
DETALLE DE JUNTA
ESCALA: S/E

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm

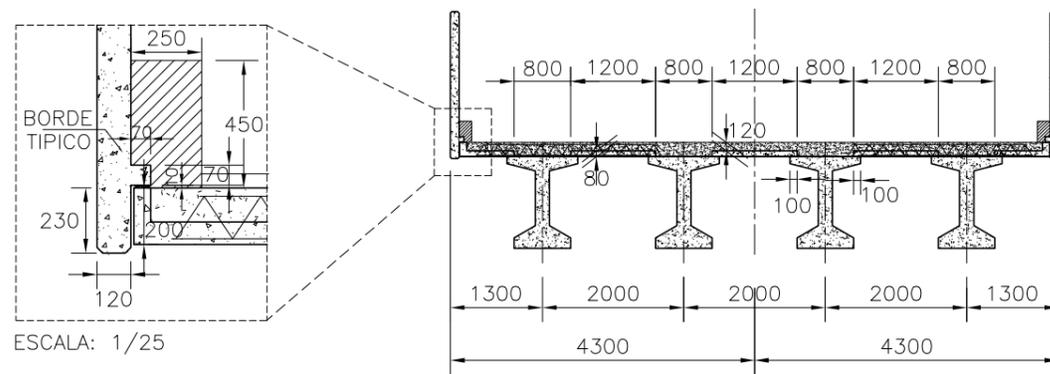
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	LOSA JUNTA IZQUIERDA - TABLERO 25 m
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-09



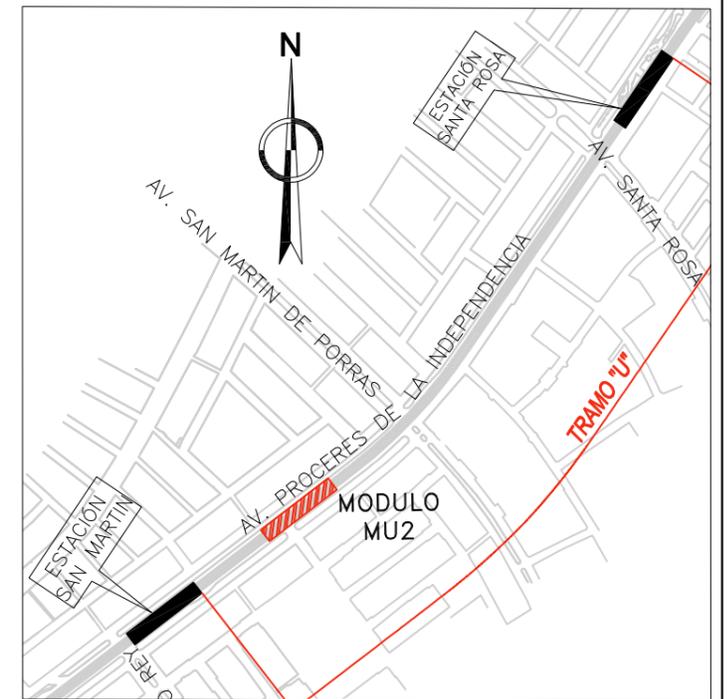
PLANTA DEL TABLERO INTERNO
ESCALA: 1/150



ELEVACIÓN LONGITUDINAL EN EL EJE DE LA VÍA
ESCALA: 1/150



SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/100

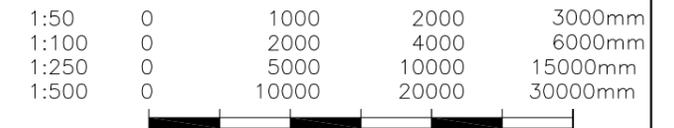


NOTAS :

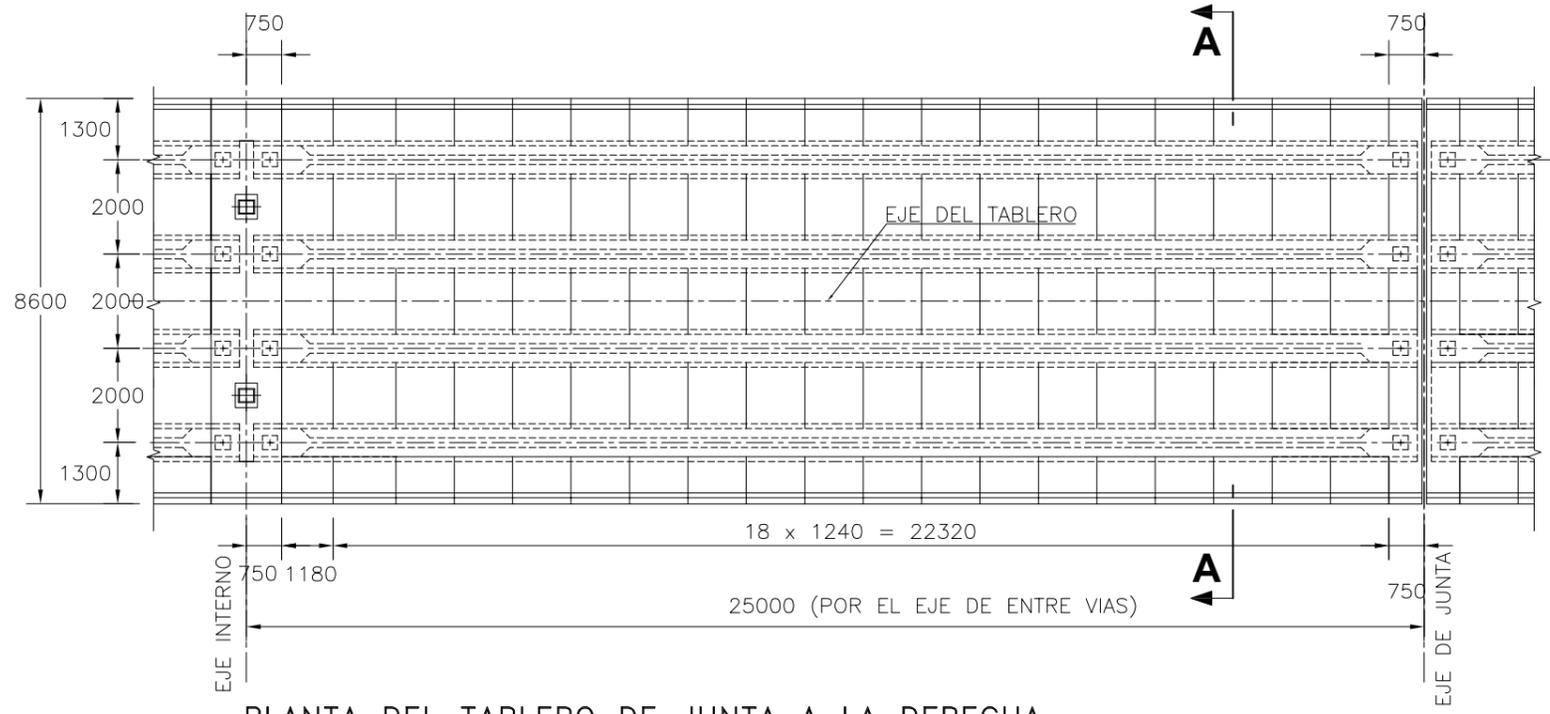
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

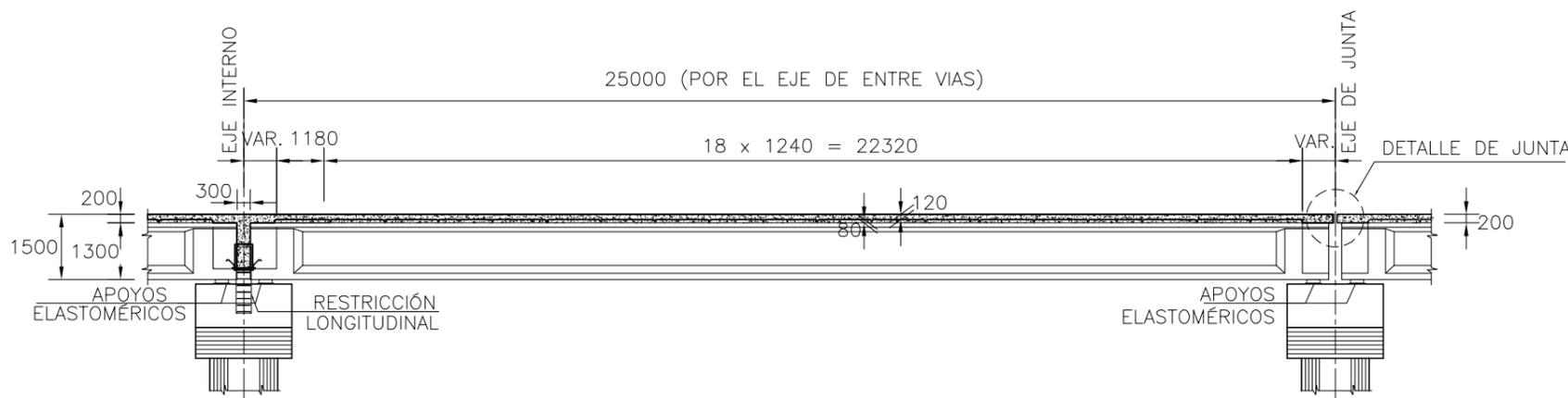
MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



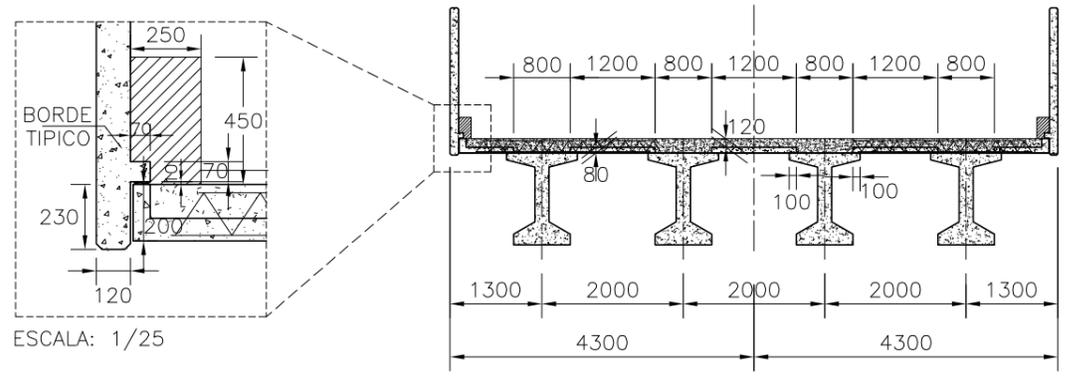
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	LOSA INTERNA - TABLERO 25 m
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-10



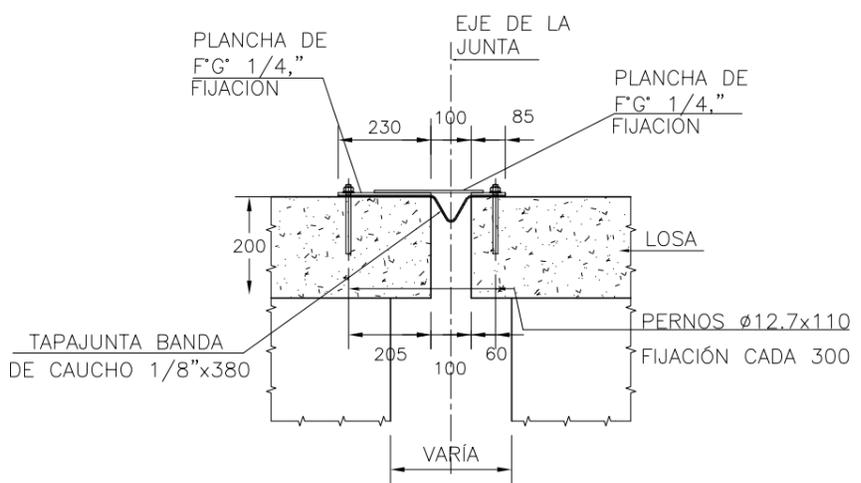
PLANTA DEL TABLERO DE JUNTA A LA DERECHA
ESCALA: 1/150



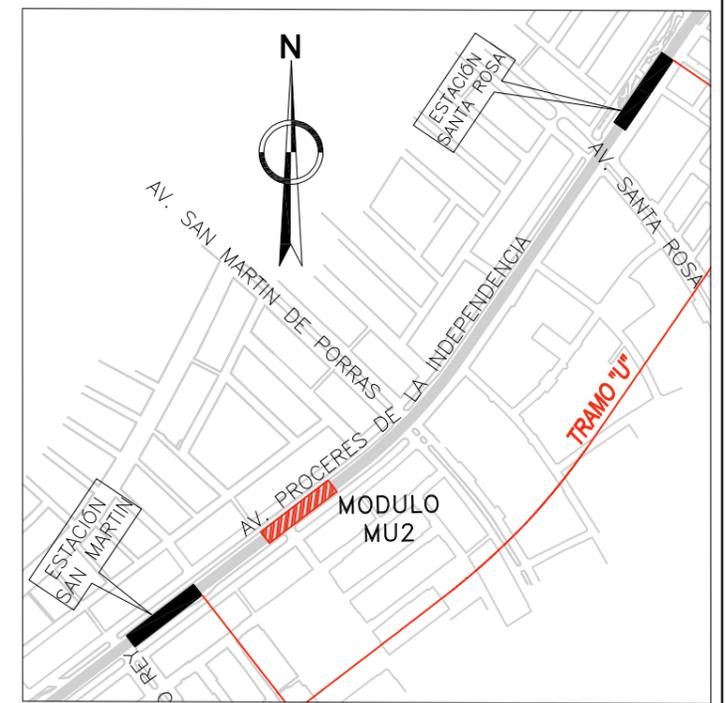
ELEVACIÓN LONGITUDINAL EN EL EJE DE LA VIA
ESCALA: 1/150



SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/100



DETALLE DE JUNTA
ESCALA: S/E

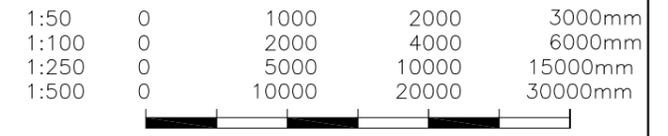


NOTAS :

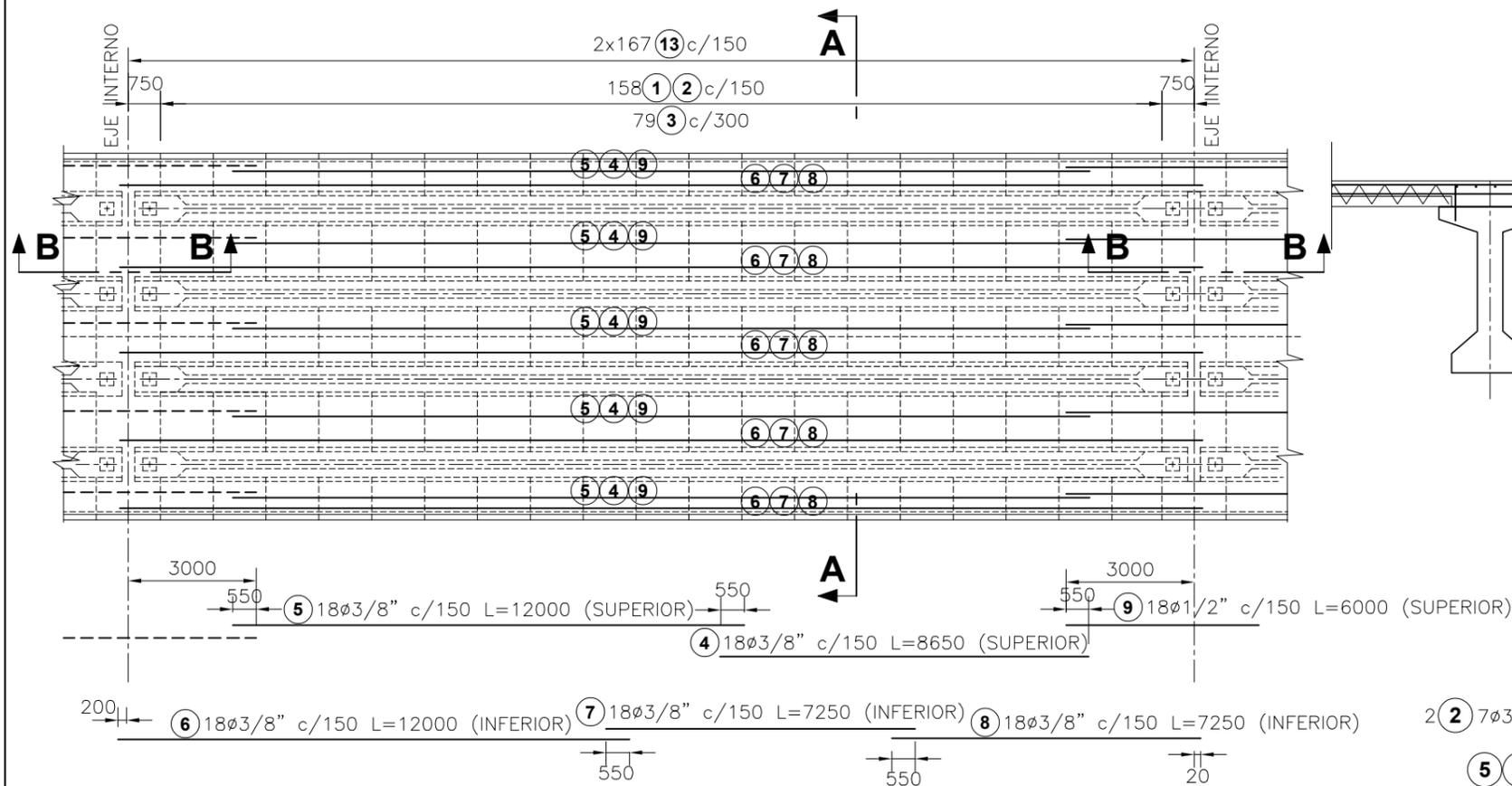
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

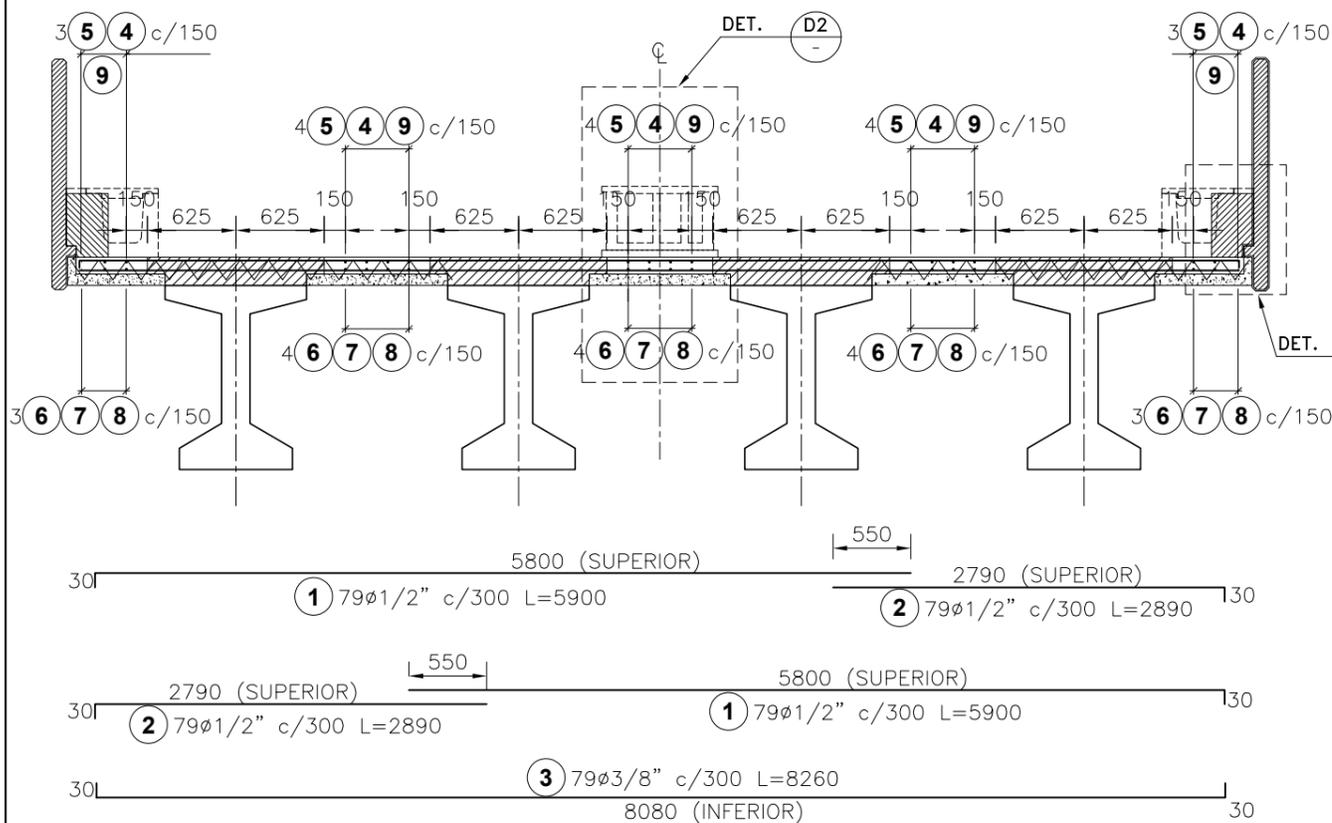
MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



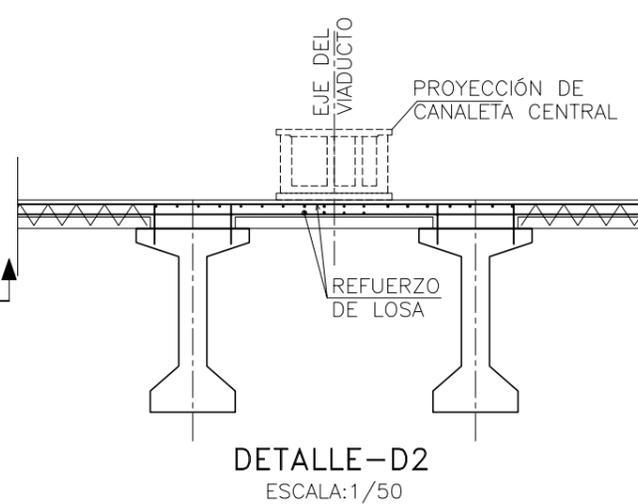
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	LOSA JUNTA DERECHA - TABLERO 25 m
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-11



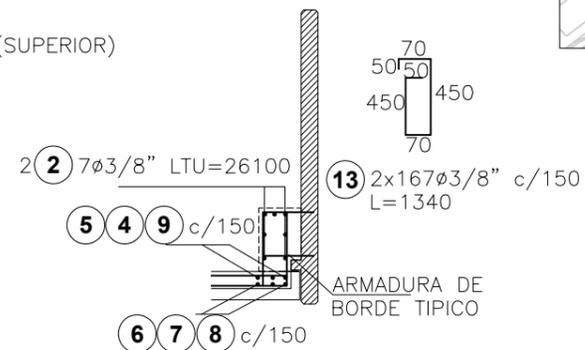
PLANTA DEL TABLERO INTERNO NIVEL DE RIEL
ESCALA: 1/150



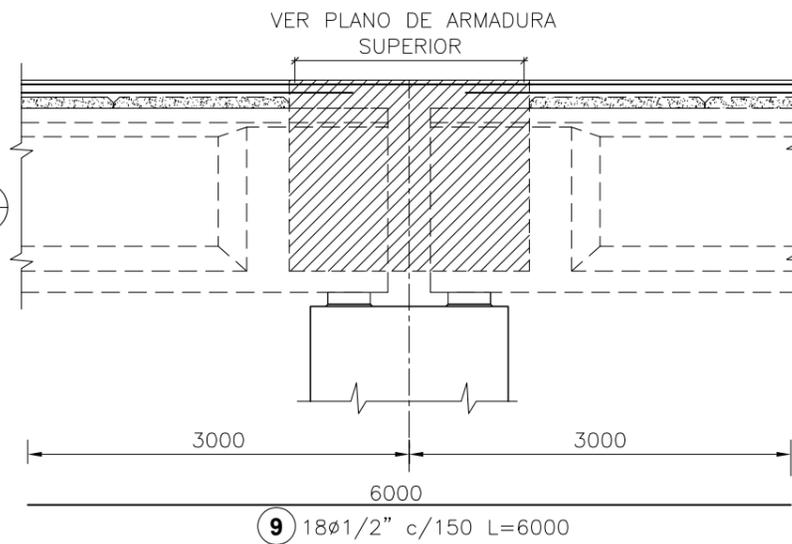
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50



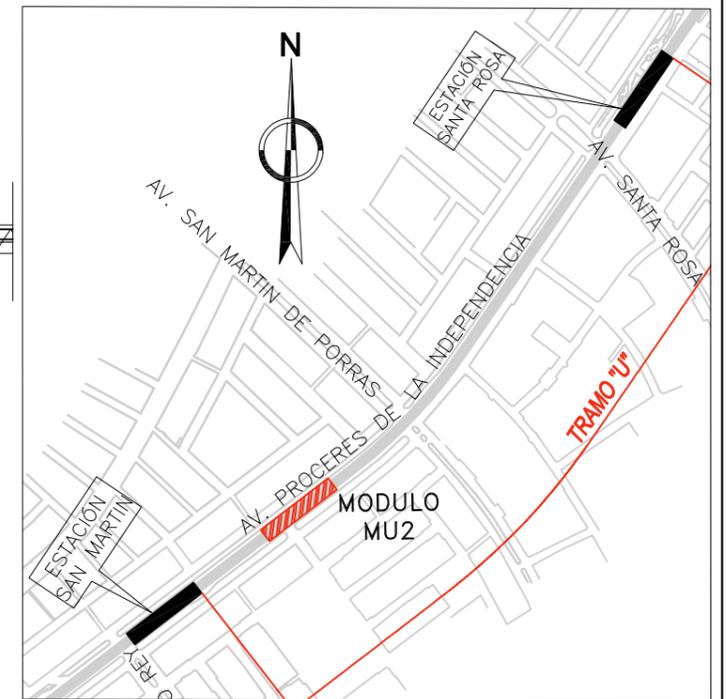
DETALLE-D2
ESCALA: 1/50



DETALLE-D1
ESCALA: 1/50



SECCIÓN B-B
ESCALA: 1/50



LISTA DE VARILLAS:

POSICION N°	DIAMETRO ø	CANTIDAD N°	LONGITUD VARILLA	LONGITUD EMPALME	LONGITUD TOTAL
1	1/2"	158	590	0	93220
2	1/2"	158	289	0	45662
3	3/8"	79	826	0	65254
4	3/8"	18	865	0	15570
5	3/8"	18	1200	55	22590
6	3/8"	18	1200	55	22590
7	3/8"	18	725	0	13050
8	3/8"	18	725	0	13050
9	1/2"	18	600	0	10800
12	3/8"	14	2610	55	37310
13	3/8"	334	134	0	44756
14	3/8"	50	86	0	4300
16	3/8"	2	838	0	1676

NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

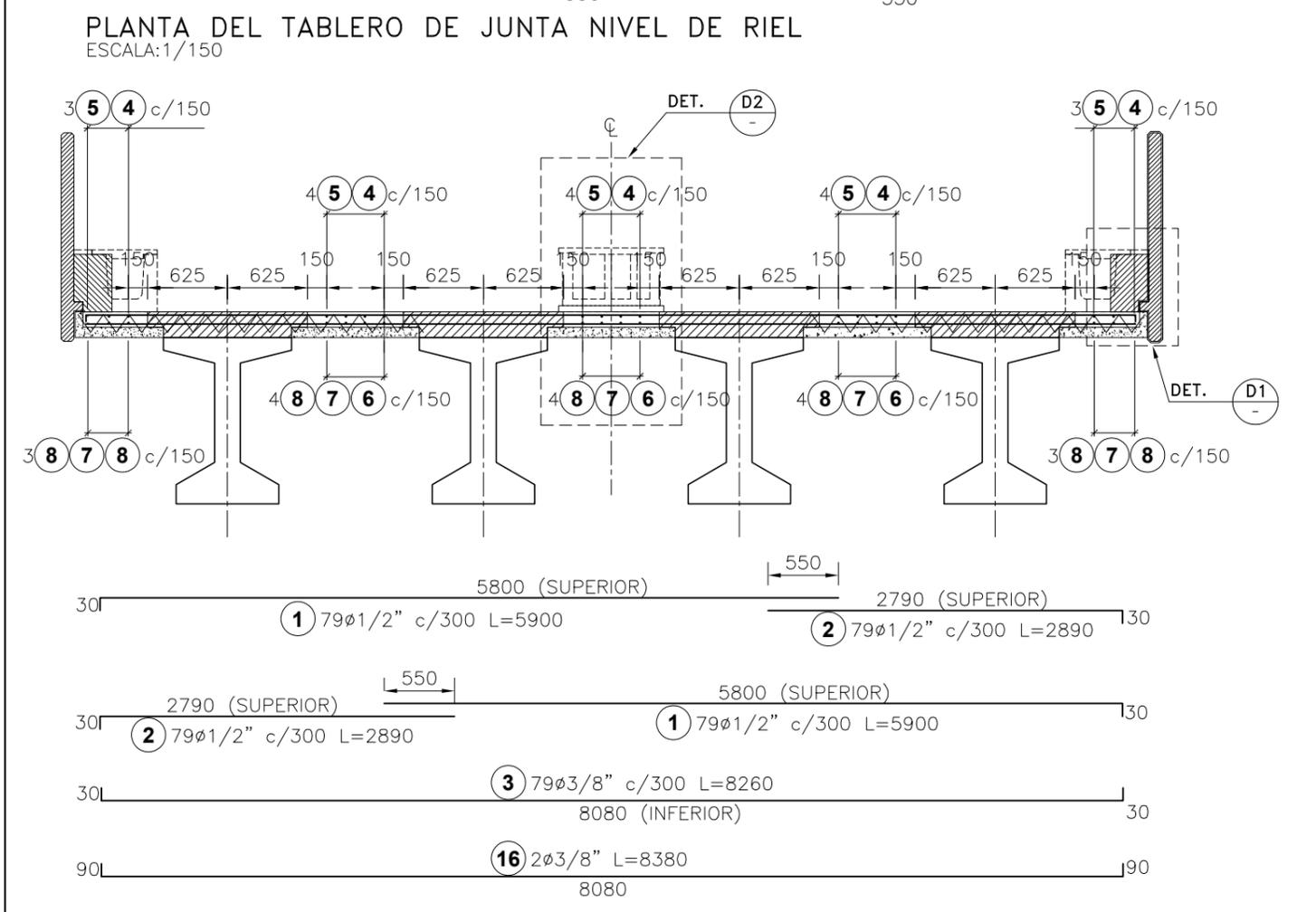
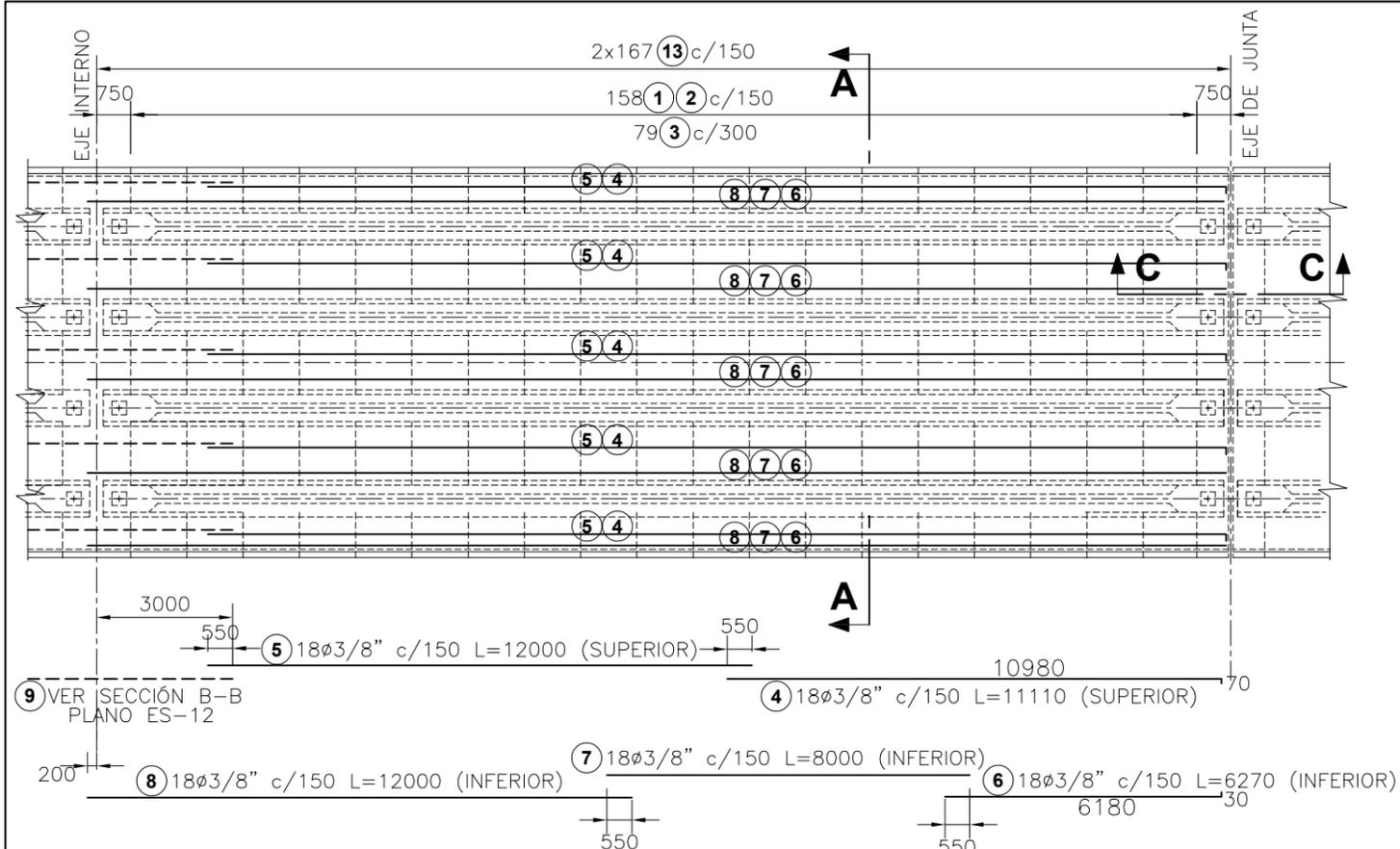
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2
DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD

PLANO: LOSA INTERNA - ACERO DE REFUERZO - TABLERO 25 m.

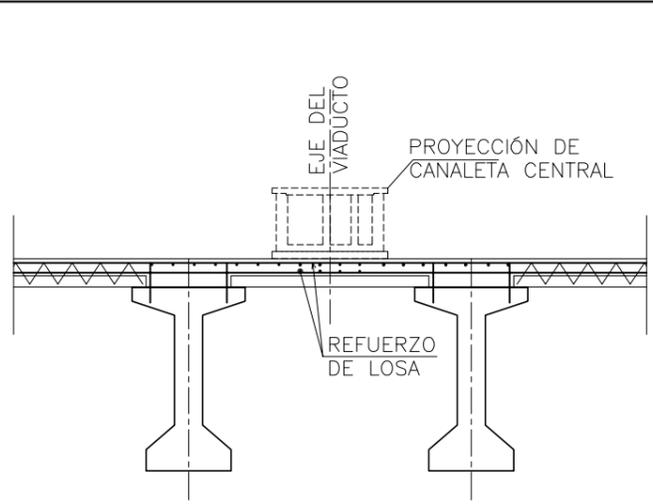
ELABORADO POR: BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO

PLANO N°:
ES-12

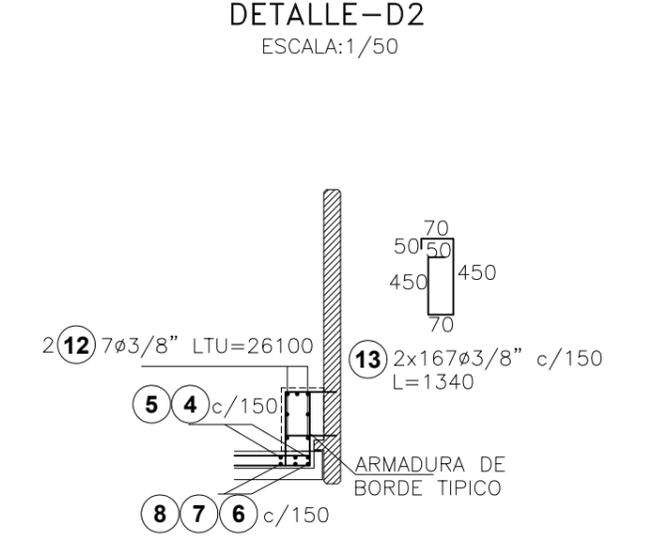
ASESOR: DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO



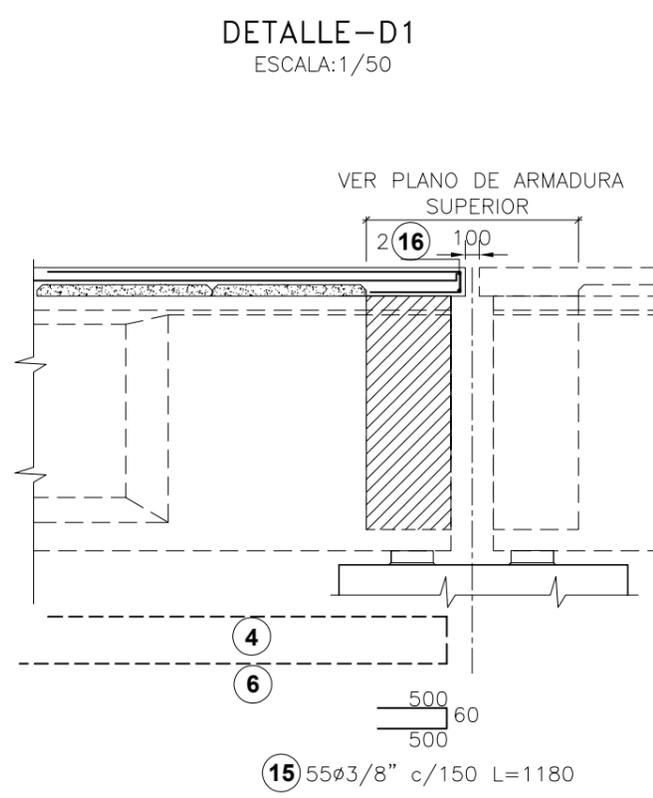
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50



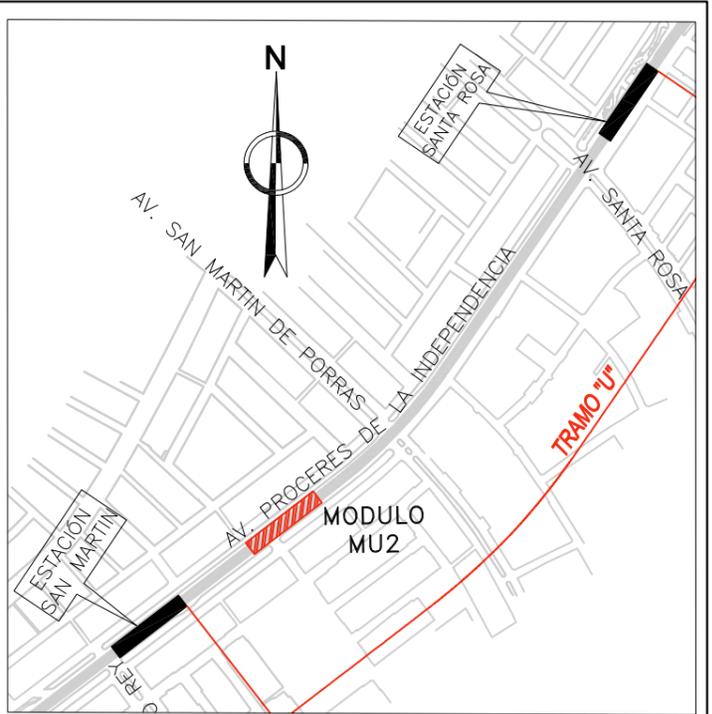
DETALLE-D2
ESCALA: 1/50



DETALLE-D1
ESCALA: 1/50



SECCIÓN C-C
ESCALA: 1/50



LISTA DE VARILLAS:

POSICION N°	DIAMETRO ø	CANTIDAD N°	LONGITUD VARILLA cm.	LONGITUD EMPALME cm.	LONGITUD TOTAL cm.
1	1/2"	158	590	0	93220
2	1/2"	158	289	0	45662
3	3/8"	79	826	0	65254
4	3/8"	18	1111	55	20988
5	3/8"	18	1200	55	22590
6	3/8"	18	627	0	11286
7	3/8"	18	800	0	14400
8	3/8"	18	1200	55	22590
9	1/2"	18	600	0	10800
12	3/8"	14	2610	55	37310
13	3/8"	334	134	0	44756
14	3/8"	50	86	0	4300
15	3/8"	55	118	0	6490
16	3/8"	2	838	0	1676

NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

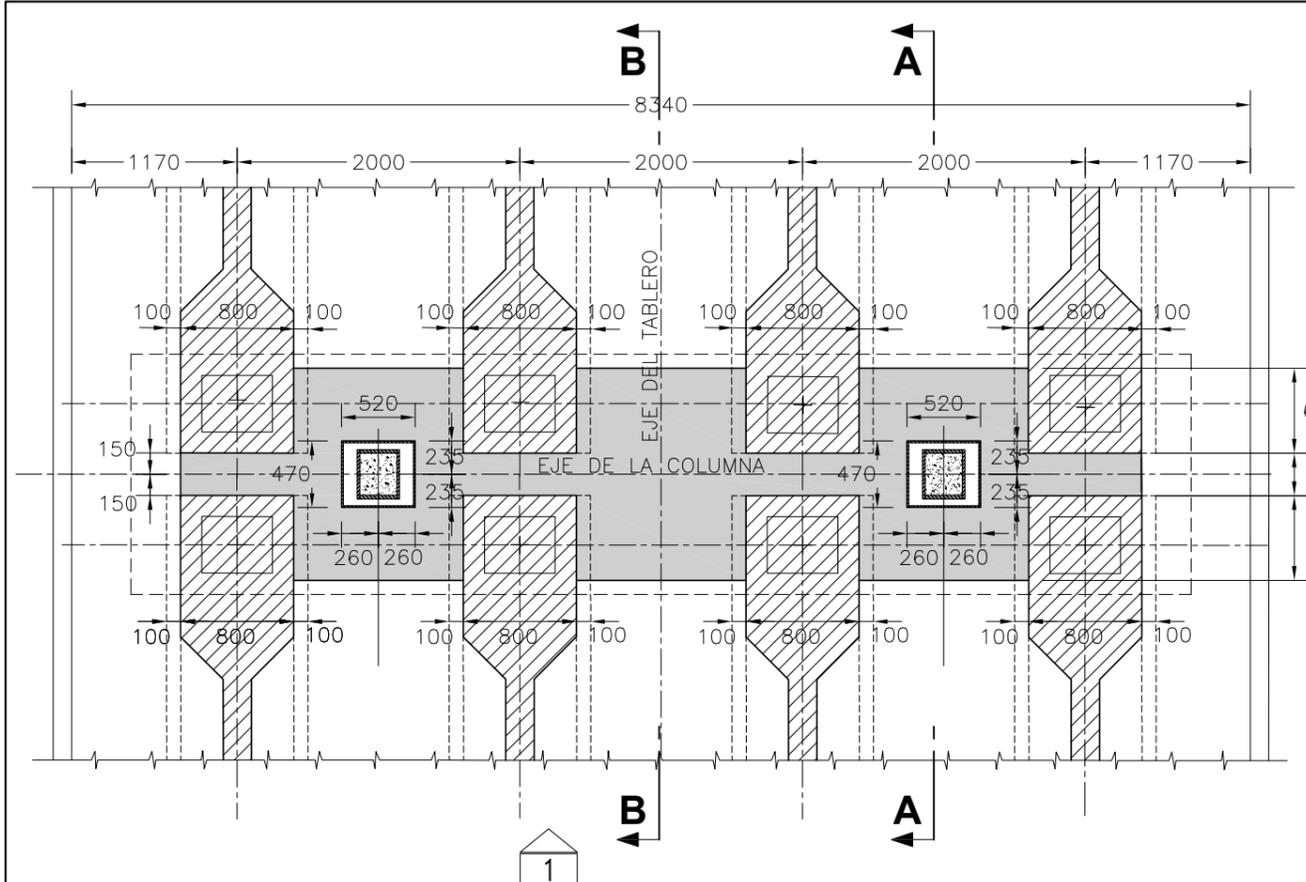
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD

PLANO: **LOSA JUNTA - ACERO DE REFUERZO - TABLERO 25 m.**

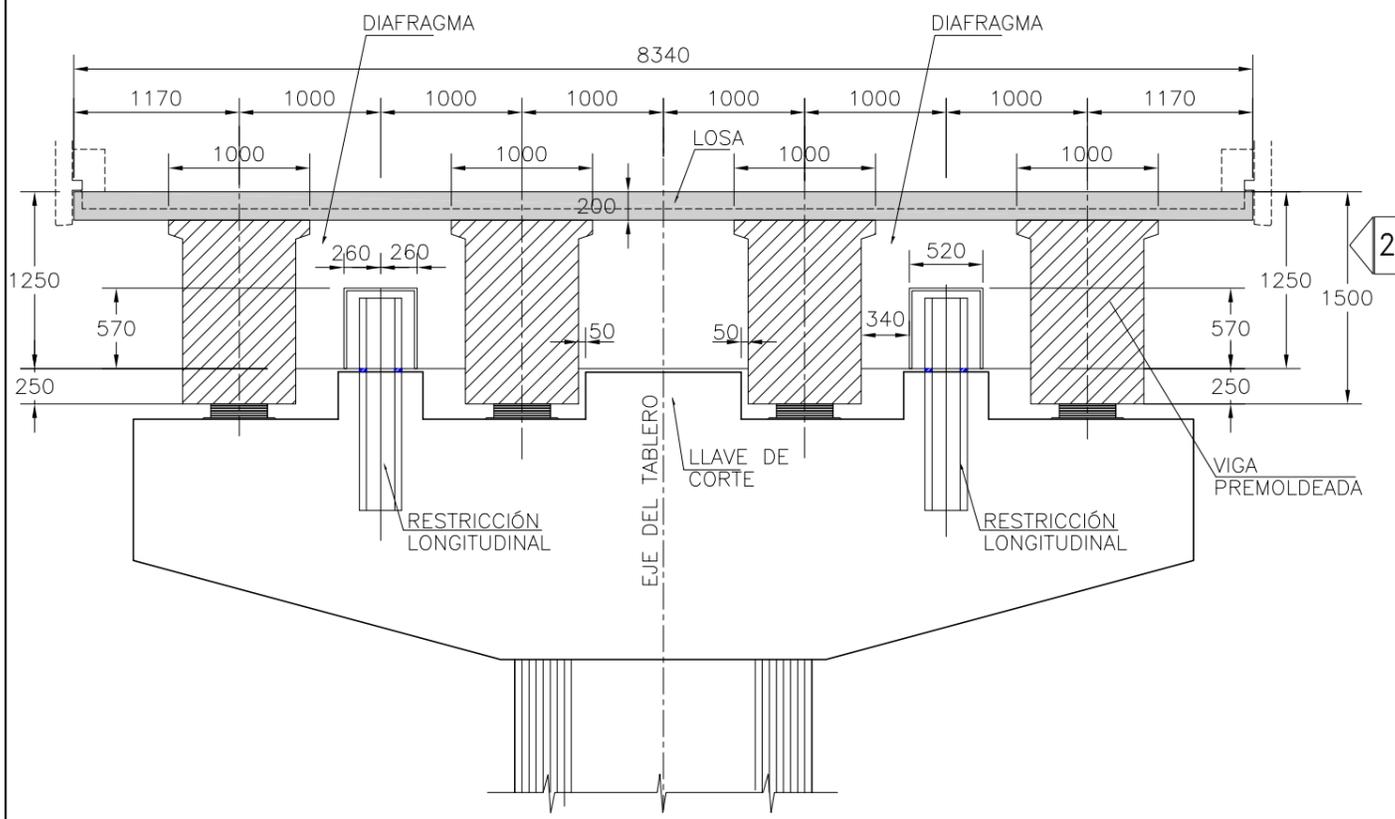
ELABORADO POR: **BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO**

ASESOR: **DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO**

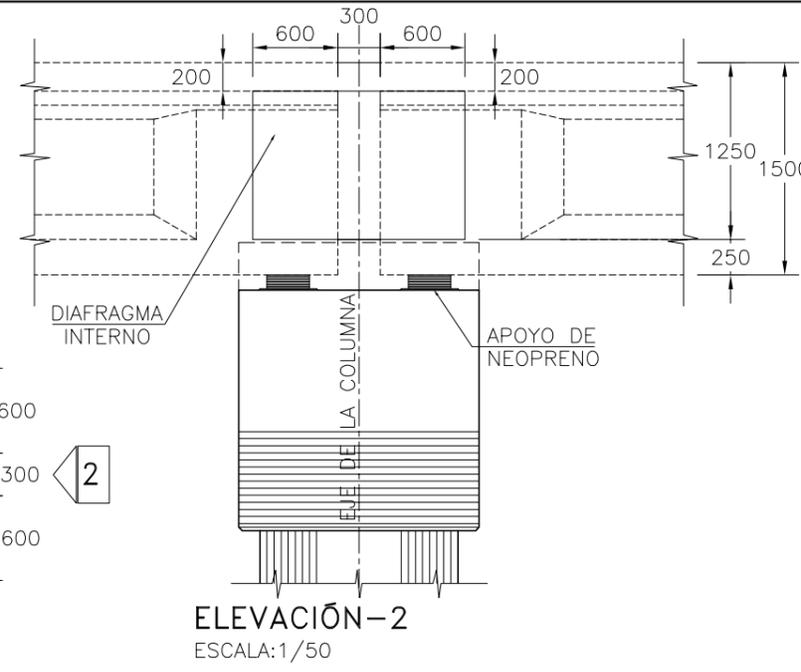
PLANO N°:
ES-13



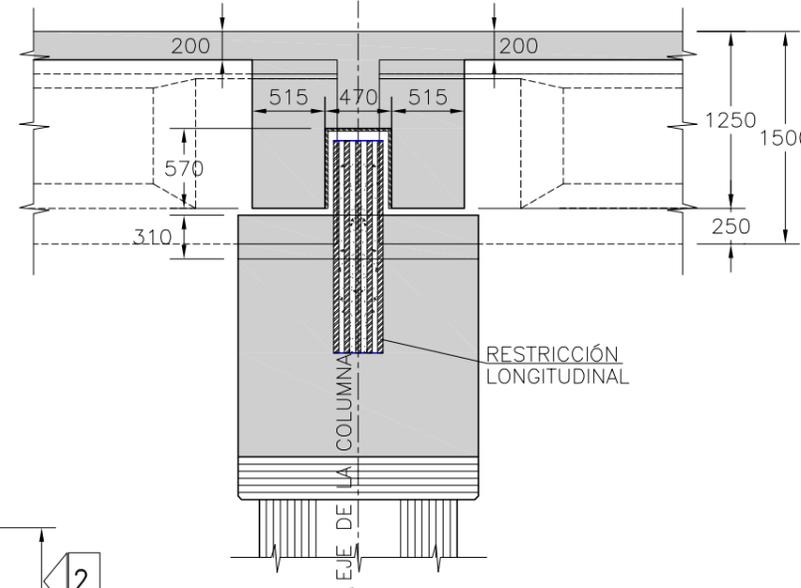
PLANTA VIGA DIAFRAGMA
ESCALA: 1/50



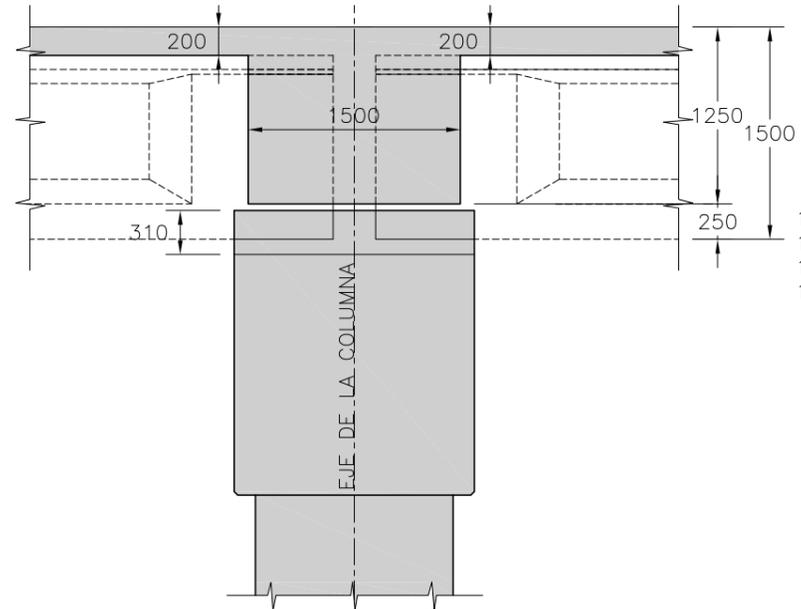
VIGA DIAFRAGMA
ELEVACIÓN-1
ESCALA: 1/50



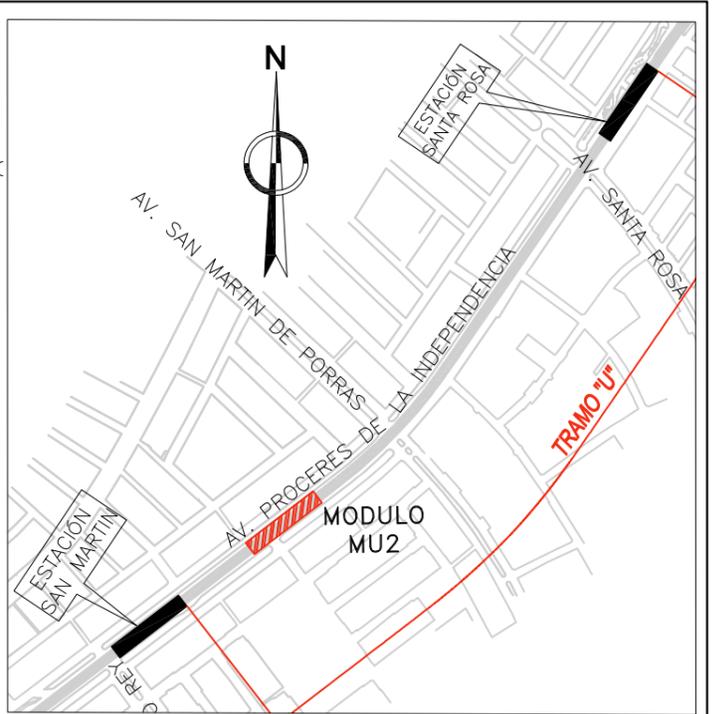
ELEVACIÓN-2
ESCALA: 1/50



SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50



SECCIÓN B-B
ESCALA: 1/50

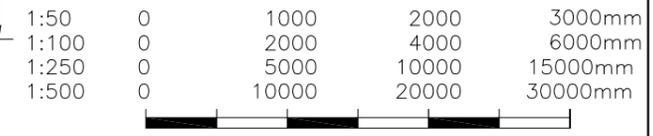


NOTAS :

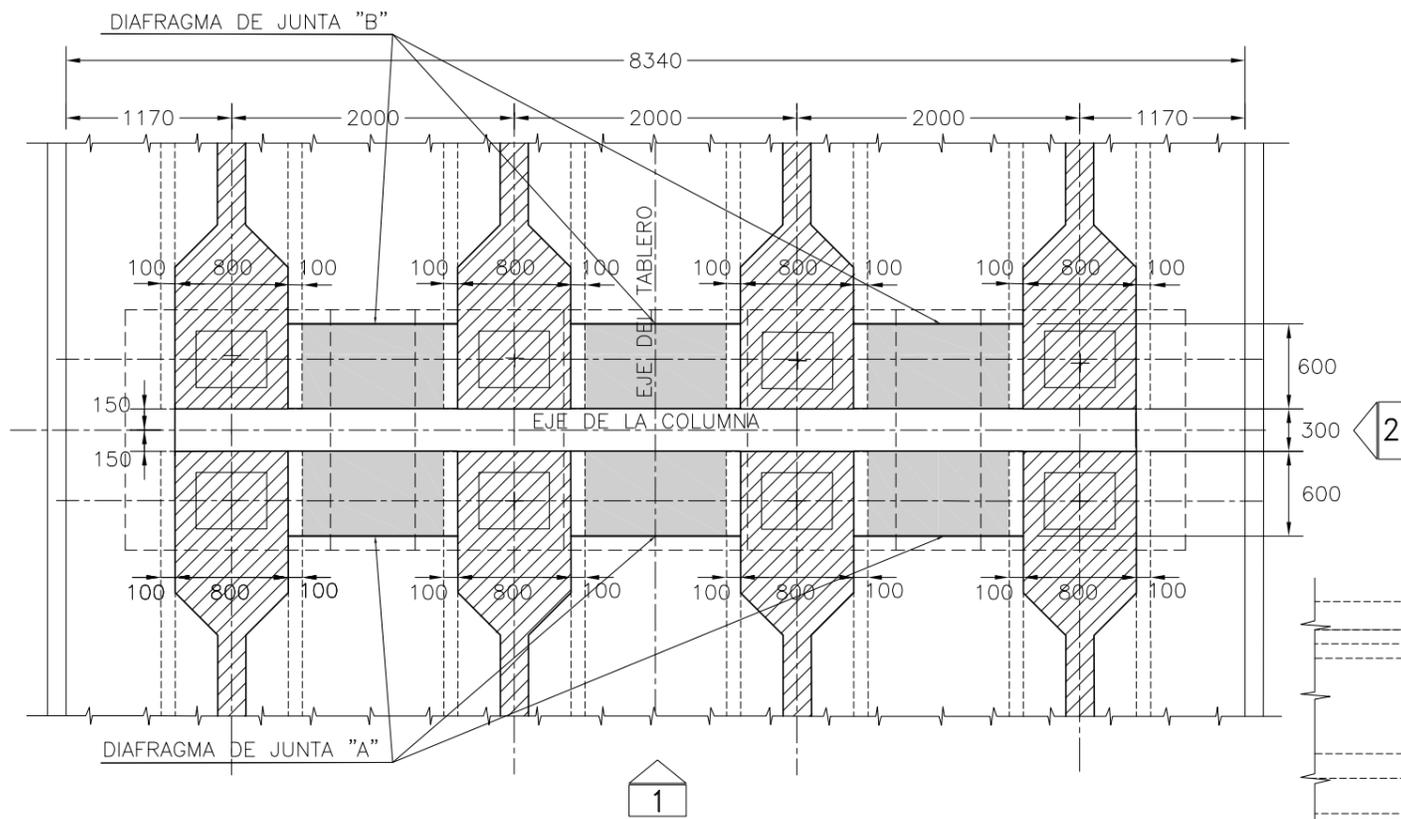
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

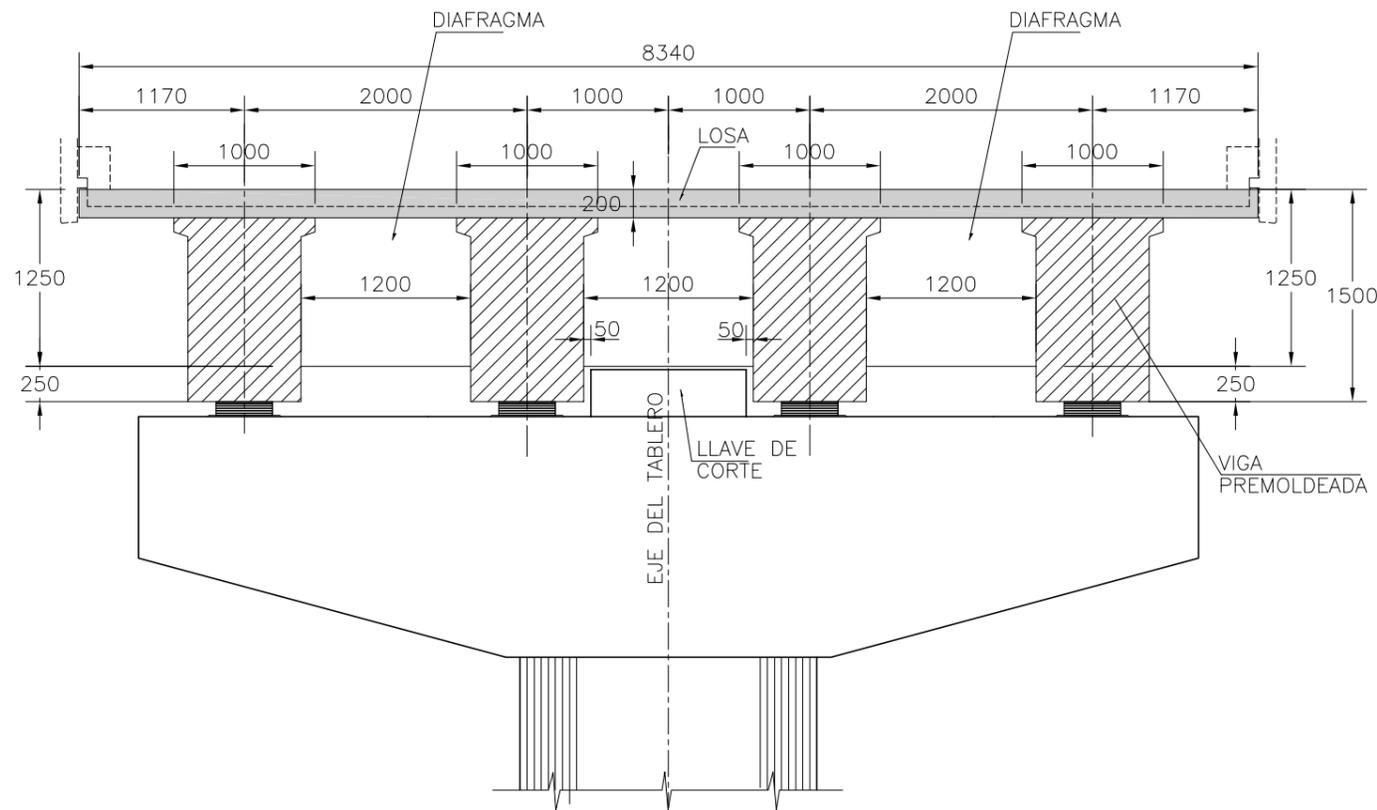


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	VIGA DIAFRAGMA - COLUMNAS INTERNAS
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
	PLANO N°: ES-14



PLANTA SUPERIOR VIGA DIAFRAGMA

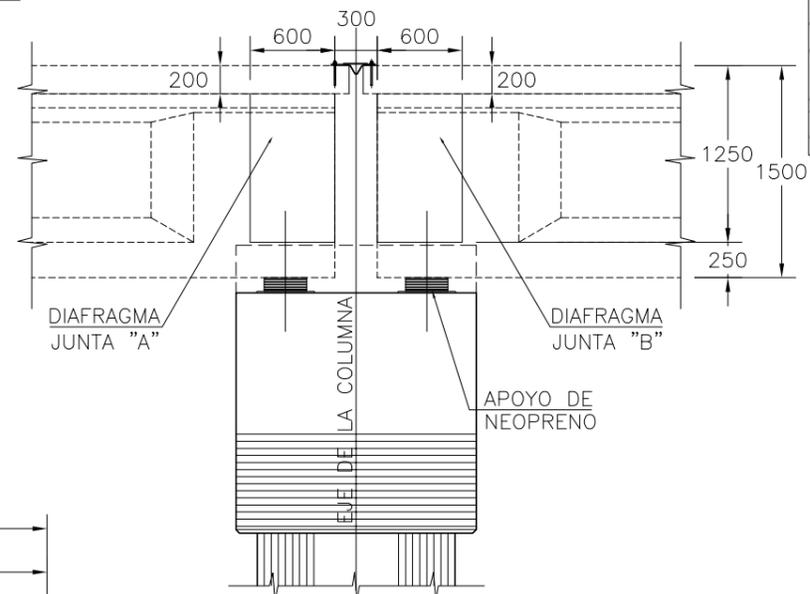
ESCALA: 1/50



VIGA DIAFRAGMA

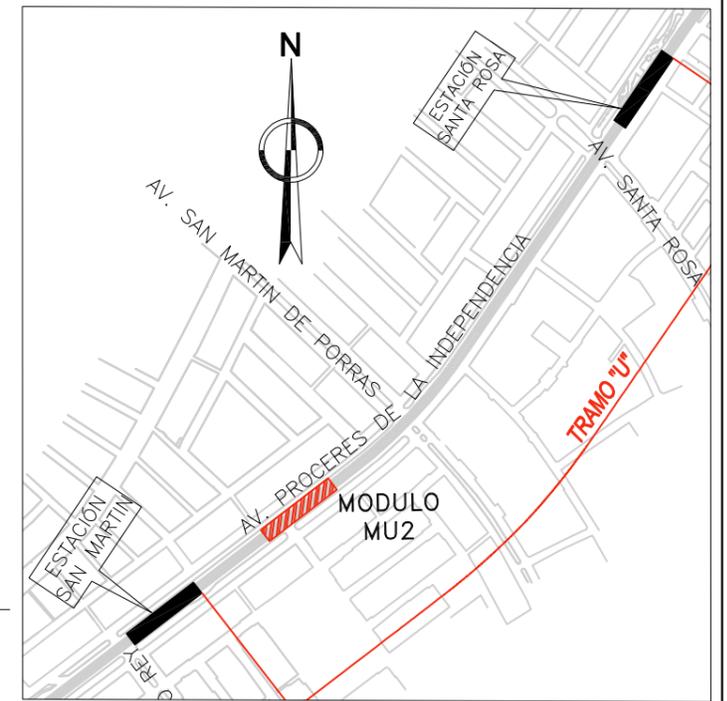
ELEVACIÓN-1

ESCALA: 1/50



ELEVACIÓN-2

ESCALA: 1/50

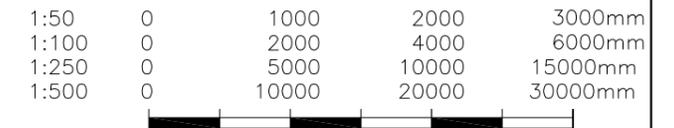


NOTAS :

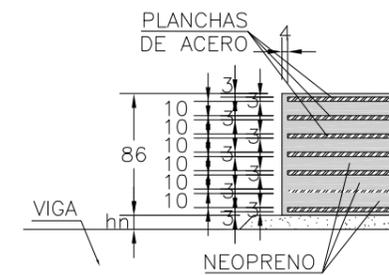
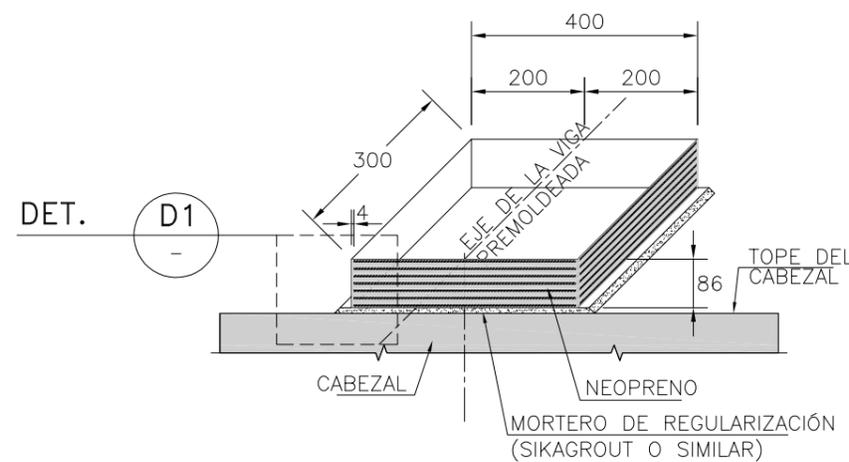
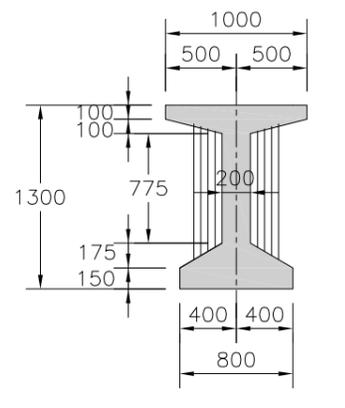
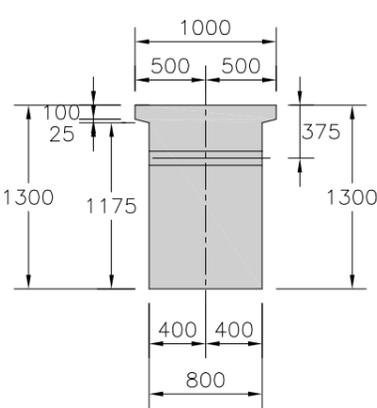
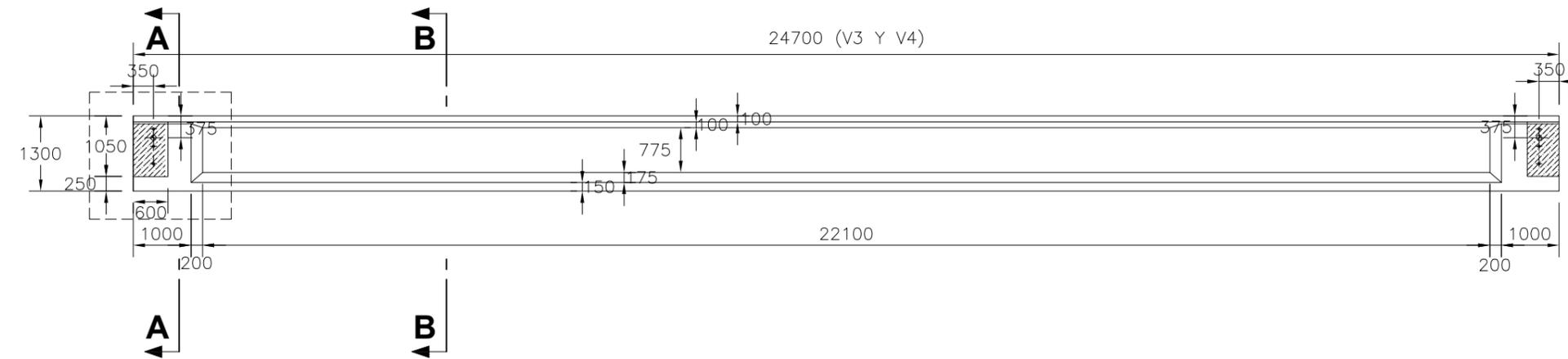
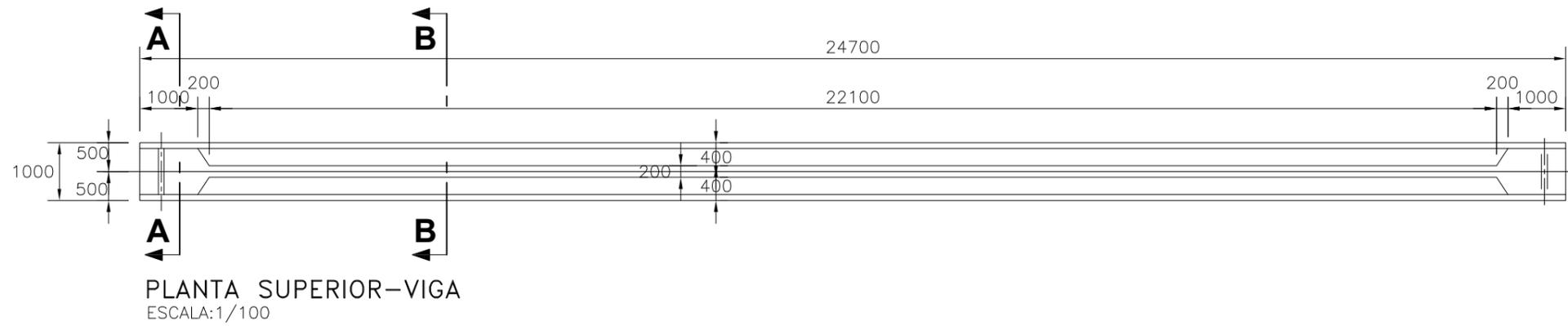
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	VIGA DIAFRAGMA - COLUMNAS JUNTAS
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-15



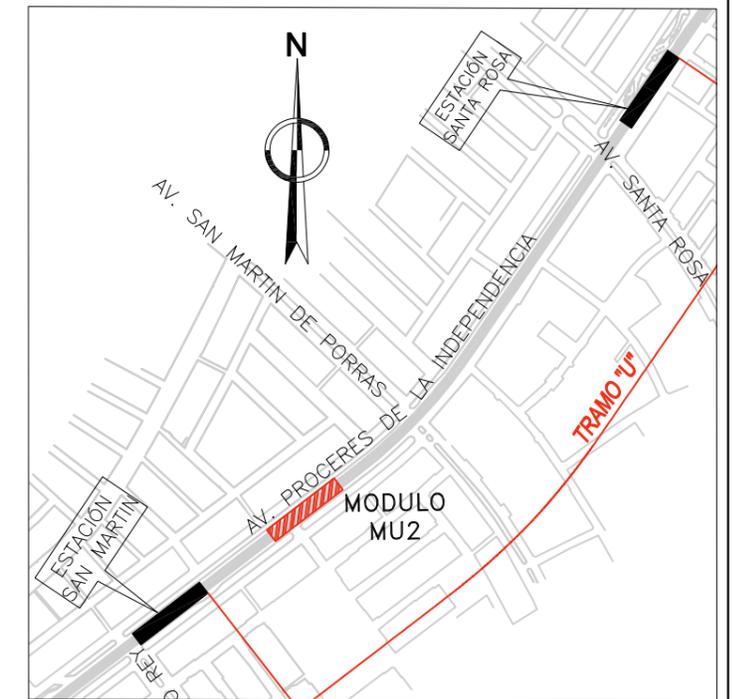
NOTAS :

- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.
- 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.

REFERENCIAS :

MTC-AATE. (2012). Expediente Técnico "Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Lima.

1:50	0	1000	2000	3000mm
1:100	0	2000	4000	6000mm
1:250	0	5000	10000	15000mm
1:500	0	10000	20000	30000mm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ANÁLISIS SÍSMICO DEL VIADUCTO MU2 DE LA LÍNEA 1 - TRAMO 2 DEL TREN ELÉCTRICO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO USANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	
PLANO:	VIGA PRETENSADA Y APARATO DE APOYO
ELABORADO POR:	BACH: CRISTHIAN JOEL PEREZ GUERRERO
ASESOR:	DOC: RAFAEL SALINAS BASUALDO
PLANO N°:	ES-16

ANEXO 2

“REGISTROS DE ACELERACIONES”

Referencia: Base de datos del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER
MITIGATION (CISMID)**

TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31

Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170

e-mail: f_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva
STATION CODE : PRQ
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
LATITUDE : -12.07
LONGITUDE : -77.04
ALTITUDE (m) : 130
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

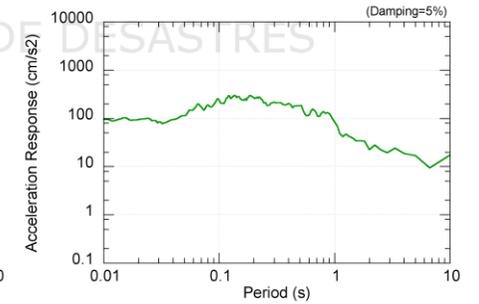
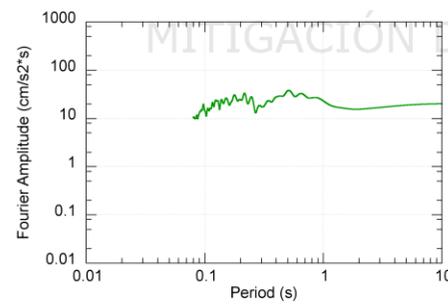
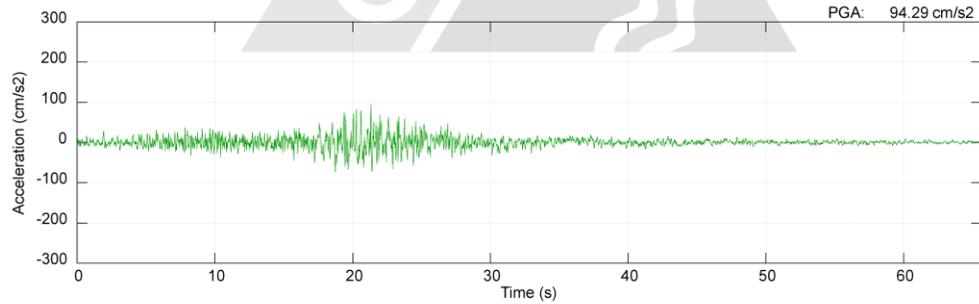
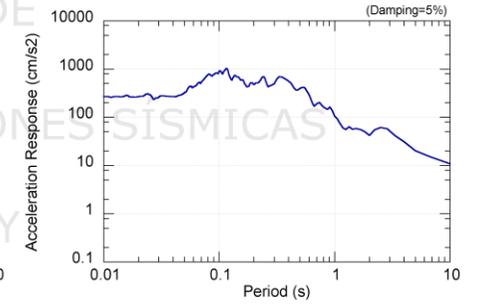
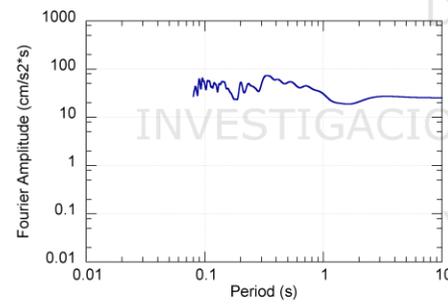
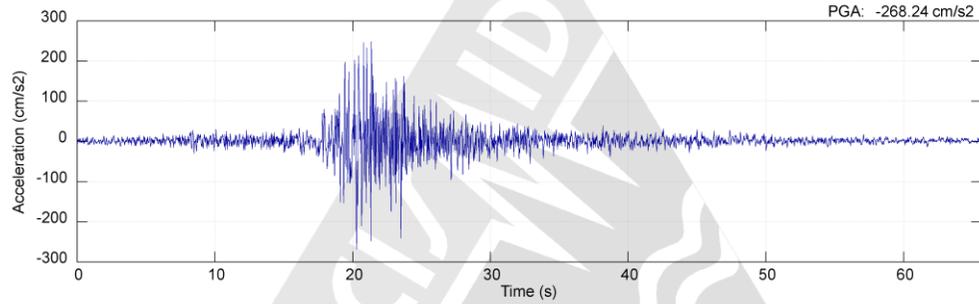
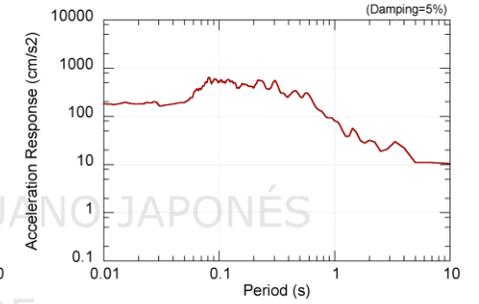
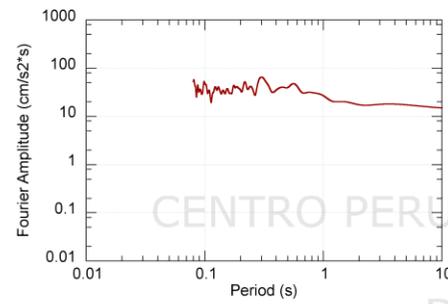
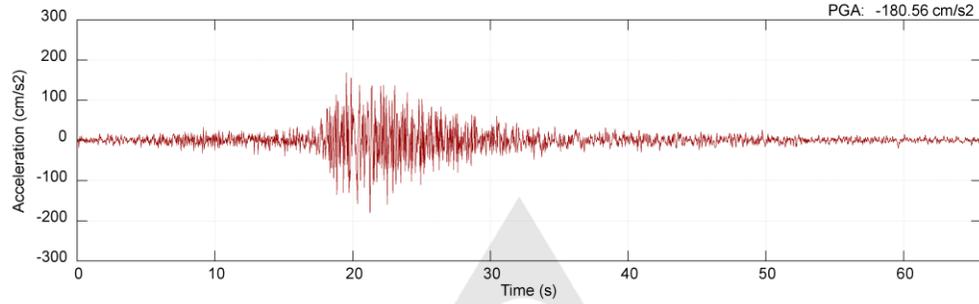
2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : October 17, 1966
ORIGIN TIME (Local) : 16:41:00
LATITUDE : -10.70
LONGITUDE : -78.70
DEPTH (km) : 24.00
MAGNITUDE : 8.1 Mw
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 16:41:00
NUMBER OF SAMPLES : 3283
MAXIMUM ACCELERATION : -180.56 -268.24 94.29
DATA UNITS : cm/s²

PRQ 1966/10/17 16:41:00



EW

NS

UD

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER
MITIGATION (CISMID)**

TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31

Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170

e-mail: f_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva
STATION CODE : PRQ
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
LATITUDE : -12.07
LONGITUDE : -77.04
ALTITUDE (m) : 130
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

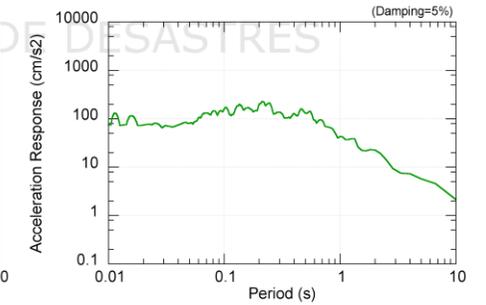
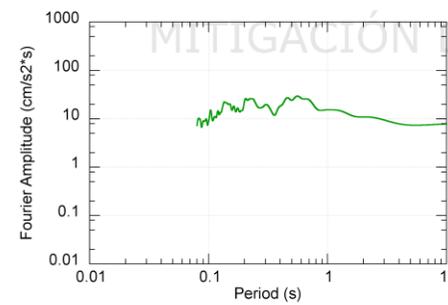
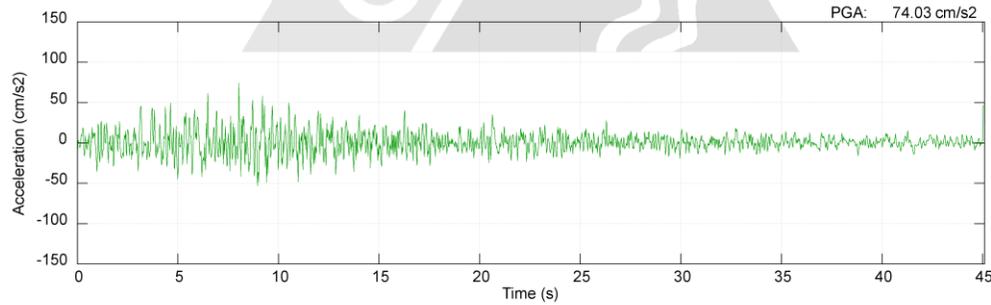
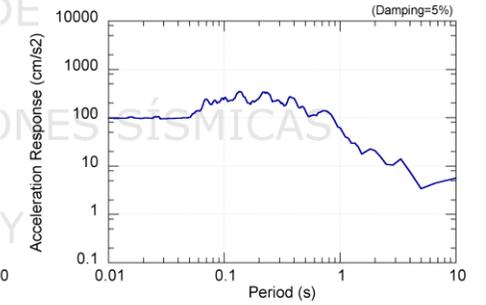
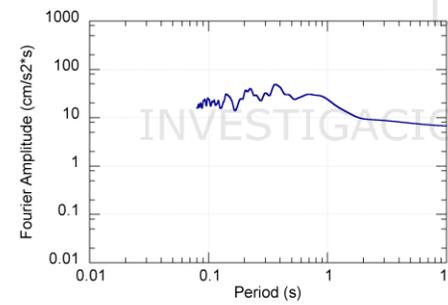
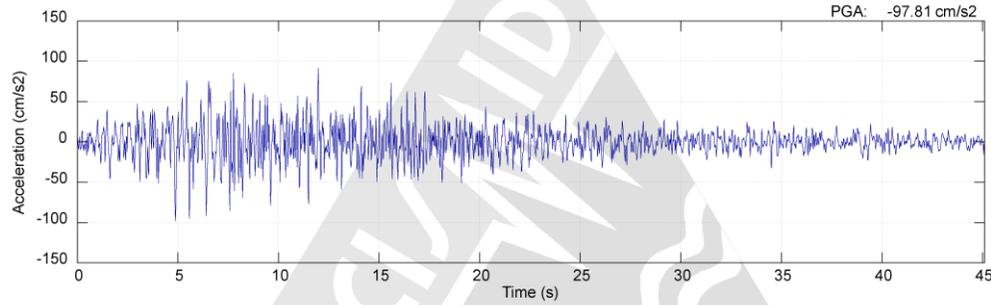
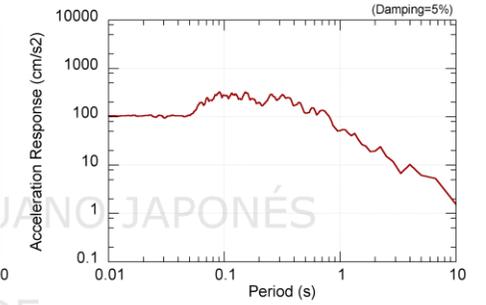
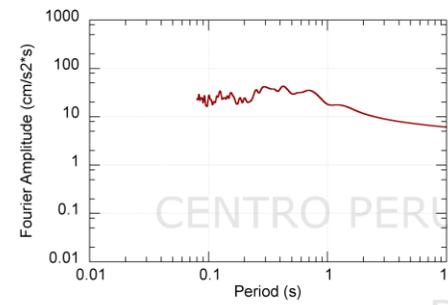
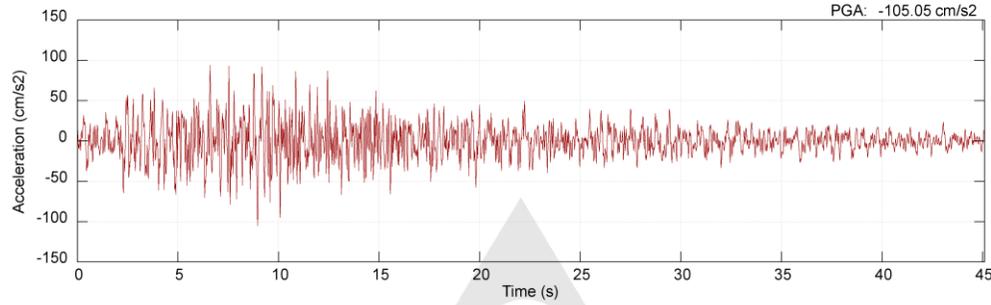
2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : May 31, 1970
ORIGIN TIME (Local) : 15:23:00
LATITUDE : -9.36
LONGITUDE : -78.87
DEPTH (km) : 64.00
MAGNITUDE : 6.6 Mb
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 15:23:00
NUMBER OF SAMPLES : 2255
MAXIMUM ACCELERATION : -105.05 -97.81 74.03
DATA UNITS : cm/s²

PRQ 1970/05/31 15:23:00



EW

NS

UD

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER
MITIGATION (CISMID)**

TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31

Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170

e-mail: f_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva
STATION CODE : PRQ
STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
LATITUDE : -12.07
LONGITUDE : -77.04
ALTITUDE (m) : 130
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

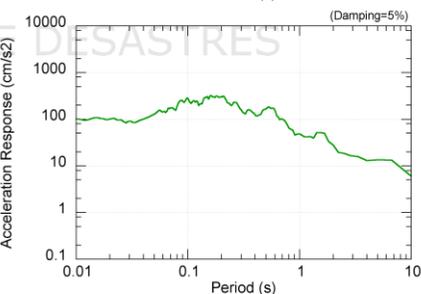
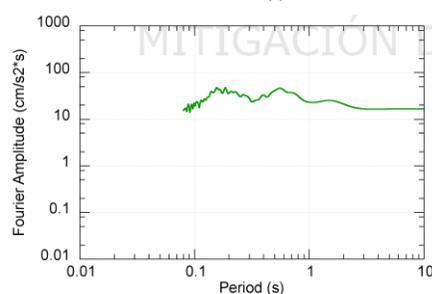
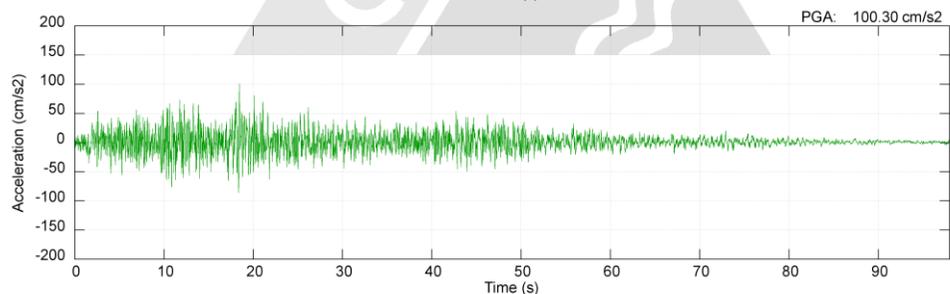
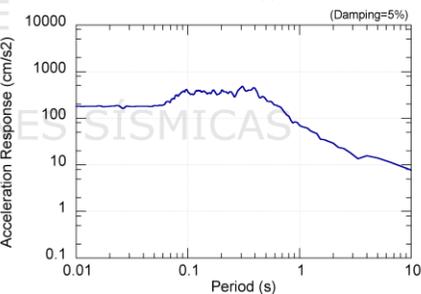
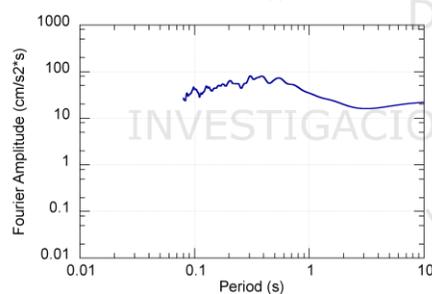
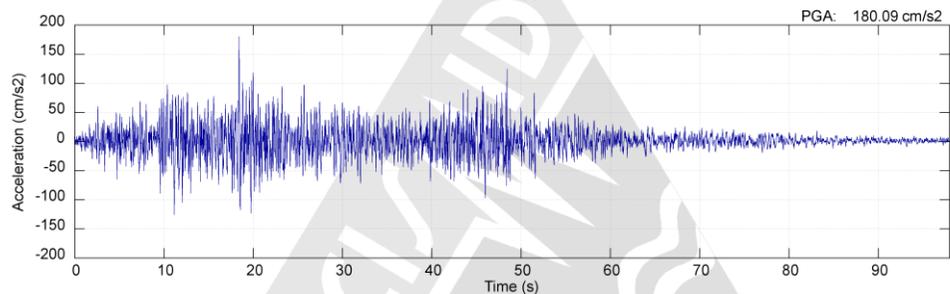
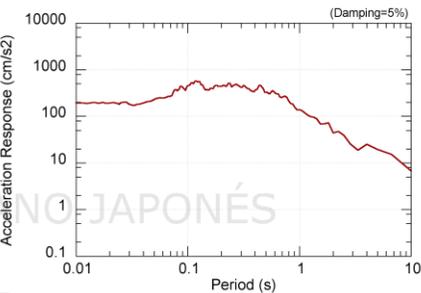
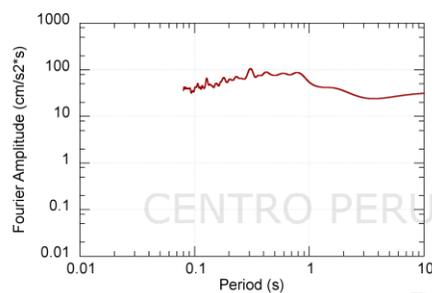
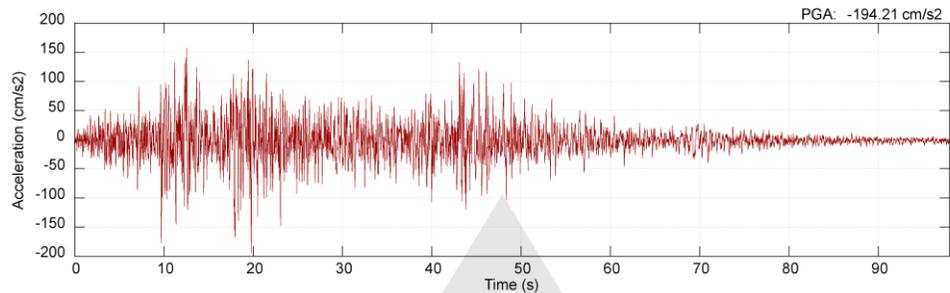
2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : October 03, 1974
ORIGIN TIME (Local) : 09:21:00
LATITUDE : -12.50
LONGITUDE : -77.98
DEPTH (km) : 13.00
MAGNITUDE : 6.6 mb
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 09:21:00
NUMBER OF SAMPLES : 4899
MAXIMUM ACCELERATION : -194.21 180.09 100.30
DATA UNITS : cm/s²

PRQ 1974/10/03 09:21:00



EW

NS

UD