

# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

“Evaluación del Desempeño Sísmico de un Muelle en 2D en un Puerto de Guayaquil, mediante el método Pushover e integración de Curvas Py utilizando un software de elementos finitos.”

### **PROYECTO DE GRADUACIÓN**

Previo la obtención del Título de:

### **MÁGISTER EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORESISTENTES**

Presentado por:

Farid Andrés Saud Aguirre

David Moisés Vázquez Ponce

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2024

## **DEDICATORIA**

Dedico este proyecto a Dios por darme la fuerza y perseverancia de lograr esta meta. A mi familia, por su amor y apoyo incondicional durante este camino. A mi esposa, María Soledad, y a mi hija, Eliana María, por ser el motor que me impulsa a seguir creciendo y mejorando.

**Farid Saud Aguirre**

Dedico este proyecto a Dios, a mis padres, a mi esposa y a mis dos hijas Dianita y Fernanda cuyo amor me ha dado la fuerza para superarme, ser ejemplo de ustedes y vivir para ustedes.

**David Vázquez Ponce**

## **AGRADECIMIENTOS**

Mis agradecimientos a Óscar González por su valiosa guía y conocimiento, los cuales fueron fundamentales para el desarrollo de este trabajo.

**Farid Saud Aguirre**

## **AGRADECIMIENTOS**

Mis más sinceros agradecimientos a Oscar González, por contribuir a este proyecto con su amplia experiencia y consejos técnicos referentes a esta rama de la ingeniería.

**David Vázquez Ponce**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Farid Andrés Saud Aguirre y David Moisés Vázquez Ponce, damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Ing. Farid Andrés Saud  
Aguirre

Ing. David Moisés Vázquez  
Ponce

# EVALUADORES

.....  
M.Sc. Nadia Quijano Arteaga  
**PROFESOR DE LA MATERIA**

.....  
M.Sc Samantha Hidalgo Astudillo  
**PROFESOR DE LA MATERIA**

.....  
M.Sc. Oscar Leonel González Carrión  
**TUTOR DE PROYECTO DE  
TITULACIÓN**

## RESUMEN

Los puertos de Guayaquil son un pilar fundamental para el crecimiento económico del Ecuador debido a su ubicación estratégica que se conecta con el resto de los continentes, por lo que, es necesario asegurar que sus infraestructuras garanticen su funcionalidad y resistencia a lo largo del tiempo. El presente trabajo tiene como objetivo evaluar el desempeño estructural de un muelle empleando los criterios técnicos indicados en la normativa ASCE 61-14. Para ello, se realizaron los modelos de curvas  $P_y$  en base a los sondeos geotécnicos recibidos. Los diagramas de momento-curvatura y momento-rotación se idealizaron de forma bilineal, basándose en la información obtenida sobre la geometría y el armado de los elementos estructurales. Posterior a esto, mediante el software de elementos infinitos, se realizó el método estático no lineal (Pushover) para determinar la curva de capacidad del muelle. Luego, se determinó el espectro de capacidad y espectro de demanda bajo los lineamientos de la normativa ATC-40 para los espectro de respuesta elástico según NEC-15, es decir, para los periodos de retorno de  $T_r = 72$  años (OLE),  $T_r = 475$  años (CLE) y  $T_r = 2500$  años (DE). Los resultados mostraron que el desempeño estructural del muelle cumple con los criterios establecidos en la normativa ASCE 61-14, en cuanto a la comparación entre la demanda y la capacidad del muelle. Los límites de deformación unitarias para el concreto “ $\epsilon_c$ ” y para el acero de refuerzo “ $\epsilon_s$ ” cumple de acuerdo a los mismos estándares especificada en la normativa de referencia de muelles.

**Palabras Clave:** *Curvas p-y, Momento Plástico, deformación unitaria, demanda, capacidad, Pushover, ASCE 61-14, muelle,*

## ABSTRACT

The ports of Guayaquil are a fundamental pillar for Ecuador's economic growth due to their strategic location, which connects with the rest of the continents. Therefore, it is essential to ensure that their infrastructure guarantees functionality and resilience over time.

The present study aims to evaluate the structural performance of a pier by applying the technical criteria outlined in the ASCE 61-14 standard. For this purpose, p-y curve models were developed based on the received geotechnical borehole data. Moment-curvature and moment-rotation diagrams were idealized as bilinear, based on the geometry and reinforcement details of the structural elements.

Subsequently, using finite element software, a nonlinear static method (Pushover) was applied to determine the pier's capacity curve. The capacity spectrum and demand spectrum were then determined under the guidelines of the ATC-40 standard, using elastic response spectra as per NEC-15 for return periods of  $T_r = 72$  years (OLE),  $T_r = 475$  years (CLE), and  $T_r = 2500$  years (DE).

The results showed that the structural performance of the pier meets the criteria established in the ASCE 61-14 standard regarding the comparison between the pier's demand and capacity. The strain limits for concrete (" $\epsilon_c$ ") and reinforcing steel (" $\epsilon_s$ ") also comply with the standards specified in the reference standard for piers.

**Keywords:** *p-y curves, plastic moment, unit deformation, demand, capacity, Pushover, ASCE 61-14, wharf.*

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT .....	II
ÍNDICE GENERAL .....	III
ABREVIATURAS.....	VI
NOMENCLATURA .....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XVI
ÍNDICE DE ANEXOS .....	XVIII
CAPÍTULO 1.....	1
1.    Introducción .....	1
1.1    Antecedentes .....	2
1.2    Problemática a resolver.....	3
1.3    Justificación.....	4
1.4    Objetivos .....	5
1.4.1    Objetivo General.....	5
1.4.2    Objetivos Específicos.....	5
CAPÍTULO 2.....	6
2.    MARCO CONCEPTUAL.....	6
2.1    Geotecnia .....	6
2.1.1    Ensayo de penetración estándar SPT .....	6
2.1.2    Propiedades geotécnicas y Correlaciones.....	7
2.1.3    Cimentación Profunda .....	12
2.1.4    Capacidad lateral de pilotes.....	13
2.1.5    Modelos constitutivos de los suelos para estimación de curvas $P_y$ .....	14

2.2	Estructural .....	17
2.2.1	Curva Esfuerzo – deformación del Hormigón confinado y no confinado	17
2.2.2	Comportamiento del acero de refuerzo.....	22
2.2.3	Comportamiento del acero de presfuerzo .....	23
2.2.4	Secciones doblemente armadas a flexión .....	24
2.2.5	Secciones sometidas a flexión y fuerza axial.....	32
2.2.6	Diagrama momento curvatura.....	38
2.2.7	Diagrama Momento - Rotación .....	39
2.2.8	Objetivos de Desempeño.....	41
2.2.9	Método Estático No Lineal – Pushover .....	44
2.2.10	Método Espectro – Capacidad.....	45
2.3	Marco metodológico .....	50
CAPÍTULO 3.....		56
3.	ANÁLISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL.....	56
3.1	Información recopilada .....	56
3.2	Descripción del muelle .....	57
3.3	Investigación geotécnica .....	60
3.3.1	Exploración geotécnica.....	60
3.3.2	Nivel freático .....	61
3.3.3	Geología regional.....	61
3.3.4	Secuencia estratigráfica.....	62
3.3.5	Propiedades geotécnicas.....	65
3.4	Interacción suelo estructura .....	67
3.4.1	Estimación de curvas p-y codificación algoritmo numérico .....	67
3.4.2	Modelo matemático estructural .....	69
3.4.3	Incorporaciones curvas py modelo estructural.....	77
3.5	Evaluación estructural .....	79

3.5.1	Definición de cargas .....	79
3.5.2	Modelamiento de rotulas plásticas – Curvas esqueleto – Backbones ...	87
3.5.3	Análisis estático no lineal (Pushover) .....	92
3.5.4	Punto de desempeño Capacity Spectrum Method – Método del espectro de capacidad – ATC 40.....	96
3.5.5	Revisión de deformaciones unitarias .....	101
CAPÍTULO 4.....		110
4.	Conclusiones Y Recomendaciones .....	110
4.1	Conclusiones.....	110
4.2	Recomendaciones.....	111
BIBLIOGRAFÍA.....		113
ANEXOS.....		116

## ABREVIATURAS

ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineer)
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
SPT	Ensayo de prueba de penetración estándar (Standard Penetration Testing)
ASTM	American Society of Testing Materials
OCR	Índice de Sobreconsolidación (Overconsolidated ratio)
LSP	Seguridad de Vida
CRD	Daño controlado y reparable
MD	Daño Mínimo
OLE	Sismo de Nivel Operacional (Operational Level Earthquake)
CLE	Sismo de Nivel Contingencia (Contingency Level Earthquake)
DE	Sismo de Diseño (Design Earthquake)
IO	Operación Inmediata (Immediate Operation)
ATC	Concejo de Tecnología Aplicada Applied Technology Council
ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)
ADRS	Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (Acceleration Displacement Response Spectrum)
DMF	Factor de Magnificación Dinámico (Dynamic Magnification Factor)

## NOMENCLATURA

$N_{60}$	Número de golpes reducido al 60%
$D_{60}$	Diametros correspondientes al porcentaje de finos que pasa en el 60%
$D_{30}$	Diametros correspondientes al porcentaje de finos que pasa en el 30%
$D_{10}$	Diametros correspondientes al porcentaje de finos que pasa en el 10%
$C_u$	Coefficiente de uniformidad
$C_c$	Coefficiente de Graduación
$LP$	Límite Plástico
$LL$	Límite Líquido
$IP$	Índice Plástico
$IL$	Índice Líquido
$w$	Humedad
$V_v$	Volumen de Vacíos
$V_s$	Volumen de Sólidos
$e$	Relación de Vacíos
$\sigma'_{vo}$	Esfuerzo Vertical Efectivo
$S_u$	Resistencia al corte no drenada
$\phi'$	Ángulo de Fricción Interna
$\gamma'$	Peso efectivo promedio desde la superficie del suelo hasta la profundidad de análisis
$z$	Profundidad desde la superficie del suelo hasta la curva p-y
$b$	Ancho del pilote
$J$	Valor experimental que oscila entre 0.5 y 0.25
$y_{50}$	deflexión con el 50% de la máxima deformación
$z_r$	Profundidad crítica
$p_{ult}$	Esfuerzo último (Curvas p-y)
$f_c$	Esfuerzo de compresión longitudinal del concreto
$f'_{cc}$	Esfuerzo de compresión del hormigón confinado
$f'_{co}$	Esfuerzo de compresión del hormigón no confinado
$\varepsilon_c$	Deformación longitudinal del concreto
$\varepsilon_{cc}$	Deformación máxima del hormigón confinado
$\varepsilon_{co}$	Deformación máxima del hormigón no confinado

$k_e$	Confinamiento efectivo
$A_e$	Área del núcleo de confinamiento de concreto efectiva
$A_{cc}$	Área del núcleo que comprende la mitad del perímetro del estribo excluyendo el área del acero longitudinal
$A_i$	Área total del núcleo de concreto confinado inefectiva al nivel de los estribos
$wi'$	Distancia libre entre barras de acero longitudinal
$b_c$	Dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección x
$d_c$	Dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección y
$A_{sl}$	Área total del acero longitudinal
$s'$	Separación libre entre estribos
$\rho$	Cuantía de acero transversal de confinamiento
$f'_{lx}$	Esfuerzo lateral de confinamiento
$f_y$	Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo
$\varepsilon_{cu}$	Deformación unitaria del hormigón confinado
$\rho_s$	Cuantía volumétrica de confinamiento del acero transversal
$\varepsilon_y$	Deformación de cedencia
$\varepsilon_{sh}$	Deformación por endurecimiento
$\varepsilon_u$	Deformación última
$f_s$	Esfuerzo lineal del acero de refuerzo ( $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ )
$\varepsilon_{pye}$	Deformación de cedencia del acero de presfuerzo
$\varepsilon_{pue}$	Deformación última del acero de presfuerzo
$f_{pye}$	Resistencia a fluencia del acero de presfuerzo ( $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{pye}$ )
$f_{pue}$	Resistencia última del acero de presfuerzo
$A_{SE}$	Área de sección equivalente
$A_s$	Acero de refuerzo a tensión
$A'_s$	Acero de refuerzo a compresión
$d$	Peralte de viga en tensión
$d'$	Peralte de viga en compresión
$f_r$	Módulo de ruptura
$c$	Profundidad de compresión a partir del eje neutro
$\phi_A$	Curvatura de agotamiento

$M_A$	Momento de agrietamiento
$I_{SE}$	Inercia de sección equivalente
$C_c$	Fuerza de concreto a compresión
$C_s$	Fuerza del acero de refuerzo a compresión
$T$	Fuerza a tracción del acero de refuerzo
$\varepsilon'_s$	Deformación de fluencia del acero de refuerzo a compresión
$E_c$	Módulo elástico de hormigón
$E_s$	Módulo elástico del acero de refuerzo
$f'_s$	Resistencia del acero de refuerzo a compresión
$M_y$	Momento de cedencia
$\phi_y$	Curvatura de cedencia
$M_u$	Momento último
$\phi_u$	Curvatura última
$P_o$	Falla en compresión pura
$c_b$	Profundidad del eje neutro balanceado
$M_b$	Momento balanceado
$\phi_b$	Curvatura balanceada
$Y_{CP}$	Punto en el que actúa la carga axial
$L_p$	Longitud de articulación plástica
$D$	Diámetro del pilote
$M_p$	Momento Plástico
$\theta_y$	Rotación a fluencia
$\theta_m$	Rotación por desempeño
$\phi_m$	Curvatura por desempeño
$\theta_u$	Rotación última
$PF_1$	Factor de Participación Modal
$\alpha_1$	Coeficiente modal
$\phi_{i1}$	Amplitud del modo 1 del nivel i
$W$	Peso de la estructura
$\Delta_{tope}$	Desplazamiento en el tope
$V_i$	Cortante base por cada nivel
$\phi_{tope,1}$	Amplitud del modo 1 en el tope

$S_a$	Aceleración Espectral
$S_d$	Desplazamiento Espectral
$a_y, d_y$	Punto de inflexión para transformar la curva de capacidad a una recta bilineal
$a_{pi}, d_{pi}$	Punto de desempeño tentativo
$T_i$	Periodo del espectro de aceleración
$\beta_{eq}$	Amortiguamiento viscoso equivalente
$k$	Modificador de amortiguamiento
$\beta_{eff}$	Amortiguamiento viscoso efectivo
$SR_A$	Reducción en la meseta de la demanda espectral
$SR_B$	Reducción lineal espectral luego de la meseta

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Distribución del tamaño de grano obtenido de un ensayo de granulometría (Braja Das, 2019) .....	8
Figura 2.2 Definición de los límites de Atterberg (Braja Das, 2019) .....	9
Figura 2.3 Relación de Volumen y Peso (Braja Das, 2019) .....	10
Figura 2.4 Ejemplo de cimentación con pilotes, zona de descabezado y recrecido de pilotes. Fuente: F. Saud .....	13
Figura 2.5 Diagrama de fuerza, deflexión, pendiente, momento, cortante y reacción del suelo sujeto a carga lateral a lo largo del pilote (Coduto et al., 2016) .....	13
Figura 2.6 Modelo constitutivo de arcillas blandas considerando cargas cíclicas (Innovative Geotechnics, 2021) .....	14
Figura 2.7 Modelo constitutivo de arenas considerando cargas cíclicas (Stuedlein & Li, 2018) .....	16
Figura 2.8 Diagrama de esfuerzo - deformación para hormigón confinado y no confinado(Mander et al., 1988).....	18
Figura 2.9 Corte longitudinal y transversal de una columna de hormigón armado (Mander et al., 1988).....	19
Figura 2.10 Diagrama para obtener el esfuerzo a compresión de confinamiento (Mander et al., 1988).....	21
Figura 2.11 Curva Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo (Budi Casita & Rasullia Kamandang, 2018) .....	22
Figura 2.12 Diagrama Esfuerzo - Deformación del acero de presfuerzo ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	23
Figura 2.13 Sección doblemente armada .....	24
Figura 2.14 Diagrama esfuerzo - deformación en condición de agrietamiento para una sección doblemente armada.....	25
Figura 2.15 Diagrama de compatibilidad de deformaciones en condición de cedencia para una sección doblemente armada. ....	26
Figura 2.16 Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido.....	27
Figura 2.17 Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión ha cedido. ....	28

Figura 2.18 Comportamiento no lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido.....	29
Figura 2.19 Modelo bilineal equivalente del esfuerzo a compresión del hormigón y su deformación unitaria .....	30
Figura 2.20 Diagrama de Interacción Fuerza axial - Momento en columnas (Unnikirishna Pillai & Devdas Menon, 2021) .....	32
Figura 2.21 Falla en cedencia comportamiento lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido.....	35
Figura 2.22 Falla en cedencia comportamiento no lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido.....	37
Figura 2.23 Modelo bilineal equivalente del esfuerzo a compresión del hormigón y su deformación unitaria .....	37
Figura 2.24 Curva Momento - Rotación idealizada ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	41
Figura 2.25 Curva Pushover y objetivos de desempeño (Ghobarah, 2001) .....	45
Figura 2.26 Representación bilineal de la curva Espectro de Capacidad (Craig D. et al., 1996) .....	46
Figura 2.27 Conversión del Espectro de Respuesta a Espectro de Demanda (Craig D. et al., 1996).....	47
Figura 2.28 Espectro de Demanda Reducido (Craig D. et al., 1996).....	49
Figura 2.29 Esquema metodológico de evaluación por desempeño de muelles, cascada .....	50
Figura 3.1 Implantación de proyecto Muelle, sur Guayaquil .....	57
Figura 3.2 Corte transversal, sistema estructural del tablero.....	58
Figura 3.3 Corte transversal, viga VT1 .....	58
Figura 3.4 Corte transversal VX1, central y de borde.....	59
Figura 3.5 Corte transversal viga VX2.....	59
Figura 3.6 Detalle de pilotes de 500 x 500 mm, presforzados con refuerzo en la cabeza .....	59
Figura 3.7 Implantación de sondeos mecánicos SPT Fuente 1 y Fuente 2.....	60
Figura 3.8 Mapa Geológico y alrededores (adaptado del Mapa Geol. 1: 1'000.000 del Ecuador). En color amarillo Q las zonas aluviales y estuarinas. En línea abierta azul los depósitos estuarinos del río Guayas y Babahoyo. En tonos verdes la Cordillera Chongón-Colon .....	62

Figura 3.9 Secuencia estratigrafica, perfil longitudinal sondeos P-1, S-1 y S-2.....	63
Figura 3.10 Log de perforación ensayo SPT P-1.....	64
Figura 3.11 Resultados de ensayos in situ (SPT), ensayos de laboratorio y correlaciones del SPT P-1, fuente 1; Número de Golpes (N60), contenido de finos (%F), contenido de humedad %W), limite liquido (%LL), límite Plástico (LP), índice de Plasticidad (IP), gamma (peso específico del suelo kN/m <sup>3</sup> ) y resistencia del suelo no drenada (Su - kPa). .....	66
Figura 3.12 Resultados de ensayos in situ (SPT), ensayos de laboratorio y correlaciones del SPT P-1, fuente 1; ángulo de fricción interna de las partículas ( $\phi$ ), Grado de consolidación (OCR), índice de compresión en rama virgen (CR), relación de vacíos inicial (eo) y velocidad de onda de corte (Vs). ....	67
Figura 3.13 Curvas p-y a distintas profundidades según el tipo de suelo sondeo P-01	69
Figura 3.14 Modelo estructural bidimensional extrude .....	70
Figura 3.15 Materiales asignados al modelo numérico, resistencia a la compresión de concreto $f'_c = 350$ kg/cm <sup>2</sup> , acero de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200$ kg/cm <sup>2</sup> y acero de presfuerzo, $f_u = 18900$ kg/cm <sup>2</sup> . ....	73
Figura 3.16 Section designer pilotes de hormigón armado y presforzado, software de modelación numérica. ....	74
Figura 3.17 Propiedades Section Designer confinamiento modelo Mander pilote Hormigón armado sin presfuerzo de 500 x 500 mm. ....	74
Figura 3.18 Propiedades Section Designer confinamiento modelo Mander pilote Hormigón presforzado 500 x 500. ....	75
Figura 3.19 Diagrama momento curvatura $P_u = -1000$ kN, pilote hormigón armado de 500 x 500 mm, con refuerzo dulce 12 fi 20 mm. ....	76
Figura 3.20 Diagrama momento curvatura $P_u = -1000$ kN, pilote hormigón presforzado de 500 x 500 mm, con refuerzo 12 torones de 0.5 in .....	76
Figura 3.21 Asignación de curvas py en profundidad modelo matemático.....	77
Figura 3.22 Generación de curvas p-y, cota -19.00 msnm, software de análisis numérico, multilinear elastic. Unidades: kN-m .....	78
Figura 3.23 Patrones de cargas definidos en el software de análisis numérico .....	79
Figura 3.24 Casos de cargas definidos en el software de análisis numérico .....	79
Figura 3.25 Casos de cargas Gravitacional no lineal, en el software de análisis numérico .....	80

Figura 3.26 Casos de cargas Pushover aceleraciones en el software de análisis numérico .....	80
Figura 3.27 Masa reactiva sísmica asignada en el software de análisis numérico .....	82
Figura 3.28 Espectro de respuesta elástico según NEC-15, para los periodos de retorno de $T_r = 72$ años (OLE), $T_r = 475$ años (CLE) y $T_r = 2500$ años (DE) .....	83
Figura 3.29 Curva de peligro sísmico para definición PGA, $T_r=72$ años (OLE).....	84
Figura 3.30 Curva de peligro sísmico para definición PGA, $T_r=475$ años (CLE) .....	84
Figura 3.31 Curva de peligro sísmico para definición PGA, $T_r=2500$ años (DE).....	85
Figura 3.32 Espectro de respuesta modelo numérico, $T_r=72$ años (OLE).....	85
Figura 3.33 Espectro de respuesta modelo numérico, $T_r=475$ años (CLE) .....	86
Figura 3.34 Espectro de respuesta modelo numérico, $T_r=2500$ años (DE) .....	86
Figura 3.35 Definición de rotulas plásticas para los pilotes de hormigón armado de 500 x 500 mm, parte superior de los pilotes.....	87
Figura 3.36 Definición de rotulas plásticas para los pilotes presforzados de 500x 500 mm, parte inferior de los pilotes en interfaz con el suelo. ....	88
Figura 3.37 Definición de rotulas plásticas para los pilotes de hormigón y presfuerzo de 500x 500 mm, consideración de longitud plásticas, factores de escalamiento.....	89
Figura 3.38 Asignación de rotula plástica parte superior del pilote, hormigón armado, software numérico de análisis estructural.....	90
Figura 3.39 Asignación de rotula plástica parte inferior del pilote (interfaz con el suelo), presforzado, software numérico de análisis estructural .....	91
Figura 3.40 Incursión de rótula en el rango lineal.....	93
Figura 3.41 Generación de rótula plástica análisis de pushover IO, ocupación inmediata, Step 24. ....	93
Figura 3.42 Generación de rótula plástica análisis de pushover LS, seguridad de vida, Step 42 .....	94
Figura 3.43 Generación de rótula plástica análisis de pushover CP, colapse prevention, Step 66. ....	94
Figura 3.44 Movilización de esfuerzos en rótula asignada en la parte superior del pilote, hormigón armado .....	95
Figura 3.45 Curva de capacidad en términos de cortante en la base con respecto a desplazamiento, Muelle. ....	96
Figura 3.46 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo OLE, $T_r=72$ años .....	97

Figura 3.47 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo CLE, $T_r=475$ años.....	98
Figura 3.48 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo DE, $T_r=2500$ años.....	98
Figura 3.49 Parámetros método espectro capacidad sismo OLE, nivel operacional. ....	99
Figura 3.50 Curva de capacidad, amenaza sísmica y objetivos de desempeño, según lineamientos ASCE 61-14 .....	100
Figura 3.51 Demandas axiales de pilotes, sismo OLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo .....	102
Figura 3.52 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo OLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo .....	103
Figura 3.53 Demandas axiales de pilotes, sismo CLE, Step 35, tope superior libre y embebido en el suelo .....	103
Figura 3.54 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo CLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo .....	104
Figura 3.55 Demandas axiales de pilotes, sismo DE, Step 53, tope superior libre y embebido en el suelo .....	104
Figura 3.56 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo DE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo.....	105
Figura 3.57 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo OLE, Solid concrete pile top. ....	106
Figura 3.58 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo CLE, Solid concrete pile top. ....	106
Figura 3.59 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo DE, Solid concrete pile top. ....	107
Figura 3.60 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo OLE, Solid concrete pile in ground.....	107
Figura 3.61 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo CLE, Solid concrete pile in ground.....	108
Figura 3.62 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo DE, Solid concrete pile in ground.....	108

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Tamaño de tamices para ensayo de granulometría (Braja Das, 2019) .....	7
Tabla 2-2 Longitud de articulación plástica conexión pilote – deck ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	40
Tabla 2-3 Requisitos mínimos de peligro sísmico y de desempeño ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	43
Tabla 2-4 Límite de deformaciones para daños mínimos ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	43
Tabla 2-5 Límite de deformaciones para control y reparación de daños ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	43
Tabla 2-6 Límite de deformaciones para seguridad de vida ( <i>Seismic Design of Piers and Wharves</i> , 2014) .....	44
Tabla 2-7 Valores de amortiguamiento del factor de modificación, k (Craig D. et al., 1996) .....	48
Tabla 2-8 Valores mínimos de SRa y SRv (Craig D. et al., 1996) .....	48
Tabla 3.1 Propiedades de resistencia de suelos para ingreso a algoritmo numérico kN-m .....	68
Tabla 3.2 Agrietamiento promedio pilote de hormigón armado en función del momento plástico y curvatura de fluencia .....	71
Tabla 3.3 Agrietamiento promedio pilote de hormigón presforzado en función del momento plástico y curvatura de fluencia .....	71
Tabla 3.4 Cálculo de cargas sobreimpuestas por ancho de influencia Eje 9.....	81
Tabla 3.5 Diagrama de interacción normalizado pilote de hormigón armado .....	91
Tabla 3.6 Diagrama de interacción normalizado pilote presforzado .....	92
Tabla 3.7 Capacidad estructural en función al criterio de aceptación.....	96
Tabla 3.8 Revisión de desempeño estructural para las distintas amenazas sísmicas afectados por el factor dinámico de respuesta .....	100
Tabla 3.9 Límites de deformación del concreto y acero de refuerzo pilote libre, parte superior.....	101
Tabla 3.10 Límites de deformación del concreto y acero de refuerzo pilote embebido dentro del suelo .....	101
Tabla 3.11 Verificación de deformaciones “Solid concrete pile top”, amenazas sísmicas OLE, CLE y DE.....	109

Tabla 3.12 Verificación de deformaciones “Solid concrete pile in ground”, amenazas sísmicas OLE, CLE y DE..... 109

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1	Planos estructurales del proyecto.
ANEXO 2	Planos geotécnicos del proyecto.
ANEXO 3	Propiedades geotécnicos del suelo del sondeo Fuente 1 – P01.
ANEXO 4	Algoritmo numérico para la determinación de las Curvas P – y, modelos Soft Clay (Matlock) y Sand (Reese); tablas de resultados para cada profundidad de análisis del suelo.
ANEXO 5	Pérdidas de presfuerzo de pilotes 500x500 mm.
ANEXO 6	Estimación de Tasa Anual de Excedencia, Probabilidad de Incurrencia y Periodo de Retorno.
ANEXO 7	Curvas Esqueleto – BackBones pilotes 500x500 mm y viga de amarre T invertida

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

La evaluación del desempeño sísmico en estructuras portuarias, marítimas, es un aspecto importante en la ingeniería civil, especialmente en zonas con alta actividad sísmica, categoría V, como es el caso de la ciudad de Guayaquil, Ecuador. Los muelles, son infraestructuras vitales para el comercio, producción y economía, por lo tanto, tales estructuras deben ser diseñadas y evaluadas rigurosamente, con la finalidad de garantizar su resistencia ante distintos eventos sísmicos. La complejidad de estas estructuras, sumada a la interacción con el suelo, hace que la evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas sea un desafío técnico de gran alcance. En este contexto, el uso de herramientas de modelación numérica con elementos finitos, junto con técnicas como el análisis "Pushover", resulta vital para obtener una mejor comprensión del comportamiento estructural de los muelles.

Guayaquil, al ser uno de los puertos más importantes del Ecuador, requiere que sus infraestructuras portuarias cumplan con estrictos estándares de seguridad y funcionalidad. La presente investigación es relevante porque permite, mediante una metodología robusta y moderna, evaluar el desempeño sísmico de un muelle mediante un análisis detallado de su capacidad estructural. Además, el uso de curvas Py en la modelación contribuye a una mejor representación de la interacción suelo-estructura, lo cual es un aspecto crítico para la precisión de los resultados. Esta investigación busca no solo cumplir con los requisitos normativos, como se refiere al código ASCE 61-14, sino también mejorar las metodologías simplificadas actuales aplicadas para el diseño y evaluación de este tipo de estructuras.

El proyecto tiene como objetivos modelar en un software de elementos finitos el muelle en dos dimensiones, utilizando elementos estructurales que representen de manera adecuada pilotes, vigas y nudos; incorporar las curvas Py en el modelo numérico para simular la interacción suelo-estructura considerando modelos de degradación de los Geo materiales de distintos autores de gran relevancia en el medio; generar la curva de capacidad, cortante versus desplazamiento del muelle, mediante el método Pushover para obtener la respuesta de la estructura frente a cargas sísmicas incrementales; y

evaluar el desempeño sísmico del muelle implementando el código ASCE 61-14, utilizando el método de espectro-capacidad, ATC 40.

El análisis estructural de muelles ante cargas sísmicas involucra diversos conceptos, entre ellos el análisis Pushover, que es una técnica no lineal utilizada para evaluar la capacidad de una estructura bajo cargas incrementales hasta alcanzar su punto de falla. Este método es ampliamente aceptado para la evaluación de infraestructuras, debido a su capacidad para predecir el comportamiento no lineal de las estructuras. Asimismo, las curvas  $P_y$ , representan la deformación de suelo ante distintas cargas, reconociendo la degradación de los materiales ante las acciones cíclicas.

### **1.1 Antecedentes**

El Ecuador es un país de alta actividad sísmica debido a su cercanía con el Cinturón de Fuego. Las fuentes sísmicas predominantes en este país son del tipo subducción. El Ecuador cuenta con documentación histórica de los sismos que se han presentado desde 1542 hasta 2021. Estos sismos han ocasionado afectaciones importantes a infraestructuras, poblaciones y a la economía del país (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020).

Los puertos de Guayaquil son un pilar fundamental para el crecimiento económico del Ecuador. Esto se debe a su ubicación estratégica, la cual presenta una conexión directa con importantes rutas marítimas de América del Norte, América Central, Europa y Asia. Asimismo, cuenta con infraestructura de primer nivel producto de sus constantes inversiones, permitiendo agilizar los procesos de carga y descarga. Estos puertos desarrollan el comercio exterior, incrementando el Producto Interno Bruto (PIB), generando empleo y atrayendo inversiones extranjeras (*El Impacto Económico Del Puerto de Guayaquil En Ecuador*, n.d.)

En virtud de ello, los muelles, al ser componentes principales de los puertos, deben mantener su integridad estructural para garantizar la continuidad operativa durante y después de un evento sísmico. Por esta razón, es importante realizar estudios de ingeniería más sofisticados para asegurar un diseño estructural y un comportamiento adecuado en los muelles. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 no presenta una guía de diseño para muelles marítimos y menciona que para estas

estructuras es necesario aplicar consideraciones particulares (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Ante esta situación, existen normativas internacionales que ofrecen requisitos mínimos de diseño, por ejemplo, el código ASCE 61-14 "Seismic Design of Piers and Wharves". Esta normativa surgió del creciente reconocimiento de la vulnerabilidad de las estructuras marinas, especialmente los muelles y embarcaderos soportados por pilotes, en regiones sísmicamente activas. El ASCE 61-14 establece criterios de diseño basados en el desempeño, con niveles que incluyen operacional, seguridad de vida y prevención de colapso, todos relacionados con un tipo de sismo. Asimismo, considera la interacción suelo-estructura mediante el uso de curvas esfuerzo-deformación (p-y) y evalúa la licuefacción del suelo cuando es aplicable, con el objetivo de determinar el desplazamiento lateral del suelo provocado por las fuerzas sísmicas. Además, promueve la implementación del análisis no lineal Pushover, una herramienta que permite identificar los posibles modos de falla y los puntos débiles de la estructura (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014)

## **1.2 Problemática a resolver**

Los puertos de Guayaquil son de vital importancia para la economía del Ecuador, ya que representan el principal punto de entrada y salida de mercancías del país. Además, los puertos impulsan el desarrollo logístico y generan empleo, contribuyendo significativamente al crecimiento económico de la región y del país en general. En virtud de ello, es necesario asegurar que sus infraestructuras garanticen su funcionalidad y resistencia a lo largo del tiempo.

En este contexto, no es suficiente con realizar análisis estructurales convencionales para el diseño de muelles. Estas estructuras, debido a su limitada redundancia, requieren un enfoque más detallado en la interacción suelo-estructura. Las cimentaciones están sometidas a las variaciones de la estratigrafía y la flexibilidad del suelo, factores que pueden afectar su comportamiento. A menudo, estas variaciones son descartadas en los modelos matemáticos debido a los costos adicionales que implican los estudios de diseño. Sin embargo, no considerar estos factores puede comprometer la seguridad estructural a largo plazo.

Por ello, es fundamental implementar los objetivos de desempeño, ya que establecen criterios claros para garantizar que la estructura sea segura y funcional. Estos objetivos aseguran la protección de la vida de las personas al evitar el colapso estructural bajo cargas extremas, como sismos. También, permiten definir niveles aceptables de daño, lo que optimiza los costos y facilita reparaciones cuando sea necesario, sin comprometer la seguridad de la estructura. Además, ayudan a seleccionar los materiales adecuados para el diseño, basados en su resistencia, durabilidad y eficiencia, logrando así una infraestructura más robusta, eficiente y económica a largo plazo.

### **1.3 Justificación**

La ciudad de Guayaquil, siendo una de las más importantes a nivel económico en Ecuador, cuenta con infraestructuras portuarias estratégicas para el comercio nacional e internacional. Estas infraestructuras, como los muelles, están expuestas a riesgos naturales, entre los que destacan los eventos sísmicos debido a la localización geográfica de la región, en una zona de alta actividad tectónica. Dado el impacto económico y social que podría generar un fallo estructural de estas infraestructuras, es crucial evaluar su desempeño sísmico.

La evaluación del desempeño sísmico de un muelle requiere el uso de métodos que permitan simular el comportamiento de la estructura bajo condiciones extremas, como los terremotos. En este contexto, el método Pushover, conocido por su eficiencia para modelar el colapso progresivo de estructuras bajo cargas laterales, se presenta como una herramienta adecuada para analizar el comportamiento no lineal del muelle en cuestión. A su vez, la integración de curvas Py permite modelar adecuadamente la interacción suelo-estructura, un aspecto crítico para garantizar la precisión de los resultados en terrenos altamente variables, como los encontrados comúnmente en los puertos.

El software de elementos finitos utilizado para este análisis, no solo permite aplicar el método Pushover de manera eficiente, sino también integrar las curvas Py, lo que incrementa la precisión en la simulación del comportamiento real del muelle ante sismos. Con la finalidad de asegurar la integridad estructural y minimizar los riesgos de colapso, resulta imprescindible llevar a cabo esta evaluación que permitirá determinar las vulnerabilidades de la infraestructura, mejorando su diseño y resistencia sísmica.

Por lo tanto, este estudio es de suma importancia no solo para garantizar la operatividad continua del puerto de Guayaquil, sino también para la seguridad de las personas y la preservación del comercio que depende de la estabilidad de estas infraestructuras clave.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Evaluar el desempeño sísmico de un muelle en 2D ubicado en un puerto de Guayaquil mediante el uso del método Pushover e incorporación de curvas Py, utilizando un software de elementos finitos, para la determinación de la capacidad estructural del sistema considerando la interacción suelo-estructura bajo cargas sísmicas.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Modelar en el software de elementos finitos el muelle en 2D, mediante elementos estructurales adecuados para representar pilotes, vigas y nudos.
- ✓ Incorporar las curvas Py en el modelo numérico, para la simulación de la interacción suelo-estructura considerando modelos de degradación de los geo materiales.
- ✓ Obtener la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas incrementales mediante la realización de la curva de capacidad del muelle utilizando el método Pushover
- ✓ Evaluar el desempeño sísmico del muelle, implementando el código ASCE 61-14, utilizando el método Espectro – Capacidad de la normativa ATC-40.

# CAPÍTULO 2

## 2. MARCO CONCEPTUAL

### 2.1 Geotecnia

En ese apartado del marco conceptual, se menciona las propiedades y correlaciones geotécnicas a partir de los sondeos geotécnicos realizados in situ. Con base en esto, se determina el modelo constitutivo de las curvas p-y para el estrato de suelo que está siendo objeto de análisis.

#### 2.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT), regulado por la norma ASTM D1586, es una prueba realizada in situ para determinar la densidad del material, el ángulo de resistencia al corte de suelos sin cohesión y la resistencia de los suelos cohesivos.

El procedimiento de este ensayo consiste en utilizar una cuchara partida para obtener muestras alteradas de suelo durante el sondeo geotécnico. En este ensayo se coloca una cuchara partida en la superficie en el punto donde se llevará a cabo la prueba. Se deja caer un martillo de 63.5 kg desde una altura de 760 mm (a un ritmo de 30 golpes por minuto) para introducir el muestreador en el suelo hasta una profundidad de 150 mm. Luego, se continúa hasta que ha penetrado un total de 450 mm en el suelo. Se registra el número de golpes necesarios para penetrar los primeros 150 mm, la cual se denomina asiento, mientras que el número de golpes necesarios para penetrar los 300 mm restantes se denomina resistencia a la penetración. La resistencia a la penetración generalmente se denota como “N”. Cuando se encuentra un estrato duro, el valor de N puede superar los 50, en cuyo caso se denomina rechazo (Ventayol Lázaro Albert & Fernández Tadeo Carlos, 2011)

El parámetro más importante obtenido en este ensayo corresponde al  $N_{60}$ , la cual consiste en reducir el número de golpes SPT corregido por efecto de la presión de confinamiento y por la eficiencia energética del equipo. A continuación, se ilustra la siguiente ecuación para obtener este parámetro:

$$N_{60} = \frac{N * E_r}{60} \quad (2.1)$$

En el cual  $N_{60}$  es el número de golpes reducido al 60%,  $N$  es el número de golpes obtenido del ensayo SPT y  $E_r$  es la energía potencial del martillo (473 J).

## 2.1.2 Propiedades geotécnicas y Correlaciones

### 2.1.2.1 Granulometría

El ensayo de granulometría consiste en clasificar el suelo según el tamaño de las partículas de una muestra seca. El procedimiento del ensayo es colocar la muestra en una serie de tamices que tienen aberturas diferentes, tal como se ilustra en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Tamaño de tamices para ensayo de granulometría (Braja Das, 2019)

Sieve No.	Opening (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Una vez que la muestra pasa por la serie de tamices, se debe pesar el material retenido en cada tamiz. Luego, los datos se presentan en una gráfica semilogarítmica que representan la distribución del porcentaje en peso vs el tamaño de grano (Ver Figura 2.1). Posterior a esto, se debe determinar el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de graduación, cuyas ecuaciones son las siguientes:

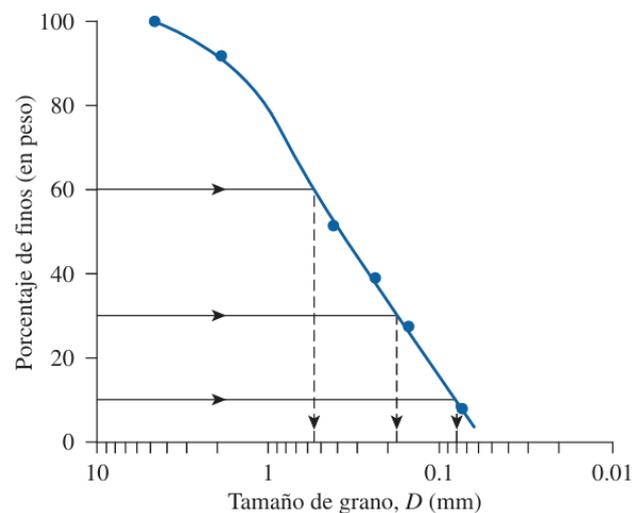


Figura 2.1 Distribución del tamaño de grano obtenido de un ensayo de granulometría (Braja Das, 2019)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.2)$$

Donde  $C_u$  es el coeficiente de uniformidad,  $D_{60}$  y  $D_{10}$  son los diámetros correspondientes al porcentaje de finos que pasa en el 60% y 10%.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \quad (2.3)$$

Donde  $C_c$  es el coeficiente de graduación,  $D_{60}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{10}$  son los diámetros correspondientes al porcentaje de finos que pasa en el 60%, 30% y 10%.

### **2.1.2.2 Límites de Atterberg**

Es un ensayo que se emplea solamente para suelos finos (arcillas y limos). En este ensayo se obtiene el límite plástico y el límite líquido. El límite plástico (LP) es un punto donde la muestra pasa de estar de un estado sólido a tener fluidez de acuerdo con el contenido de humedad proporcionado. El límite líquido (LL) es la transición en el que la muestra pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.

Para obtener el límite líquido se debe utilizar la copa de Casa grande, el cual permite estimar con varias pruebas una función lineal estimada del comportamiento del suelo, el límite líquido (LL) corresponderá al contenido de humedad en los 25 golpes. En cambio, para obtener el límite plástico (LP) se deben hacer rollos de 3 mm aproximadamente, observando el cambio de estado visualizados mediante fisuras en los rollos. Para los dos límites, tanto para el líquido y para el plástico se debe tener una muestra mínima de 10 gramos por dato (*Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils 1*, n.d.).

A continuación, se presentan las ecuaciones para determinar el Índice Plástico (IP) y el Índice Líquido (IL).

$$IP = LP - LL \quad (2.4)$$

Donde IP es el Índice Plástico, LP corresponde al Límite Plástico y LL al Límite Líquido.

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (2.5)$$

De igual manera, IL es el Índice Líquido, w es el contenido de humedad, LP corresponde al Límite Plástico y LL al Límite Líquido. En la Figura 2.2 se presenta los estados del suelo a medida que aumenta el contenido de humedad.

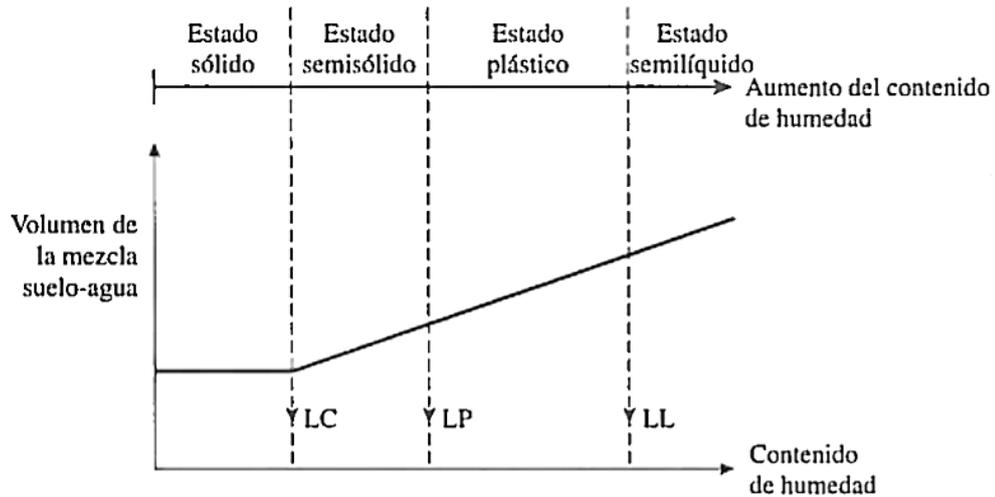


Figura 2.2 Definición de los límites de Atterberg (Braja Das, 2019)

### 2.1.2.3 Relación de vacíos

La relación de vacíos, oquedad o índice de poros se denomina a la relación del volumen de vacíos con el volumen de sólidos. El volumen de vacíos es igual a la suma del volumen del agua y del aire (Hillel, 2003).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.6)$$

Mediante el cual e es la relación de vacíos,  $V_v$  corresponde al volumen de vacíos y  $V_s$  al volumen de los sólidos. Ver Figura 2.3 literal b.

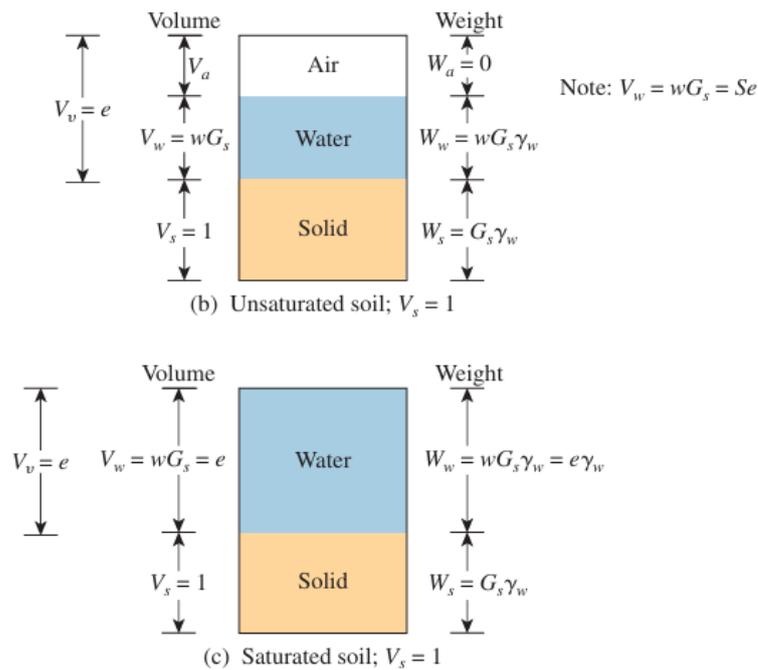


Figura 2.3 Relación de Volumen y Peso (Braja Das, 2019)

En caso de que el material se encuentre saturado, el volumen de vacío es igual al volumen del agua (Ver Figura 2.3 literal c). En este sentido, la expresión de la relación de vacíos se la puede determinar de la siguiente manera:

$$e = wG_s \quad (2.7)$$

La cual define como  $e$  a la relación de vacíos,  $w$  al contenido de humedad y  $G_s$  como la gravedad específica del sólido del suelo.

#### 2.1.2.4 OCR (Overconsolidated ratio) – índice de sobre consolidación del suelo

El índice de sobre consolidación es un indicador cualitativo de la densificación o endurecimiento del suelo, y se define como la relación entre la máxima tensión de sobrecarga que el suelo ha experimentado y la tensión de sobrecarga actual (Kulhawy & Hirany, 2003)

Este parámetro es la relación que existe entre el máximo esfuerzo históricos y el esfuerzo inicial. La relación de sobre consolidación (OCR) se ha estimado a partir de la ecuación empírica propuesta por Ladd (1974).

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{sc} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{nc} * OCR^{0.8} \quad (2.8)$$

Donde,  $S_u$  es la resistencia al corte no drenado,  $\sigma'_{vo}$  el esfuerzo vertical efectivo,  $sc$  corresponde a un estado sobreconsolidada,  $nc$  a suelos normalmente consolidados y OCR, el índice de sobreconsolidación.

### **2.1.2.5 Ángulo de Fricción Interna**

El ángulo de fricción interna es una medida de la resistencia al deslizamiento entre las partículas de un suelo granular. Se expresa en grados. Este parámetro influye directamente en la capacidad de un suelo para soportar cargas sin sufrir deformaciones o fallos por corte (Keaton, 2017).

El ángulo de fricción interna se puede determinar correlacionando el número de golpes del ensayo SPT  $N_{60}$ . A continuación, se presentan las siguientes correlaciones realizadas por los siguientes investigadores:

#### *1. Peck and Hanson*

$$\phi' = 27.1 + 0.3(N_{60}) - 0.00054(N_{60})^2 \quad (2.9)$$

Donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna y  $N_{60}$  el número de golpes del SPT reducido al 60%.

#### *2. Dunham*

$$\phi' = \sqrt{12N} + 20 \quad (2.10)$$

$$\phi' = \sqrt{12N} + 25 \quad (2.11)$$

$$\phi' = \sqrt{12N} + 15 \quad (2.12)$$

Donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna y  $N$  el número de golpes del SPT.

La primera ecuación (1) de Dunham corresponde a partículas de suelo angulares y bien granuladas. La segunda ecuación (2) para partículas de suelo redondeadas y bien granuladas o angulares y de grano uniforme. La tercera ecuación para partículas de suelos redondeadas y uniformemente graduadas (Hatanaka & Uchida, 1996)

### **2.1.2.6 Resistencia al corte no drenado**

La resistencia al corte no drenado es aquella resistencia que se desarrolla en el suelo cuando se le aplica una carga a una velocidad mayor a la velocidad de drenaje de este; también, la resistencia al corte no drenado se da cuando se aplica una carga al suelo en condiciones no drenadas. La resistencia al corte no drenado se considera en muchos casos como el escenario más desfavorable en diversos proyectos de cimentaciones, por lo cual, es necesario conocer dicho parámetro para un diseño adecuado de cimentación (Harvey Wahls, 1984)

### **2.1.3 Cimentación Profunda**

Una cimentación profunda es aquella que transmite parte o la totalidad de la carga por debajo de la superficie del terreno. Estas cimentaciones típicamente se extienden a profundidades del orden de 15 m (50 pies) por debajo de la superficie, pero pueden ser mucho más largas, llegando quizás a extenderse hasta 45 m (150 pies). Dado que los suelos generalmente mejoran con la profundidad y este método moviliza un mayor volumen de suelo, las cimentaciones profundas suelen ser capaces de soportar cargas muy grandes (Coduto et al., 2016).

Además, las cimentaciones profundas se usan cuando el diseño de cimentaciones superficiales implica asentamientos o deformaciones inaceptables, o cuando exista erosión y otros riesgos ambientales que puedan perjudicar la estructura en el futuro. Las cimentaciones profundas suelen ser cimentaciones piloteadas (Ver Figura 2.4), es decir, cimentaciones apoyadas sobre pilotes instalados por hinca, presión (mediante gatos hidráulicos) o por sistemas de construcción in-situ, para llegar a suelos competentes a través de estratos de suelo compresible (Fellenius, 2018)



Figura 2.4 Ejemplo de cimentación con pilotes, zona de descabezado y recrecido de pilotes.

Fuente: F. Saud

#### 2.1.4 Capacidad lateral de pilotes

Pese a que los pilotes tienen como función principal soportar cargas axiales, también deben ser capaces de distribuir cargas laterales sin afectar a la superestructura. Estas cargas laterales pueden ser provocadas por vientos o sismos, principalmente. Los esfuerzos laterales, ilustrados en la Figura 2.5, que demandan al pilote están en función de la resistencia del suelo adyacente y su deformación (Coduto et al., 2016).

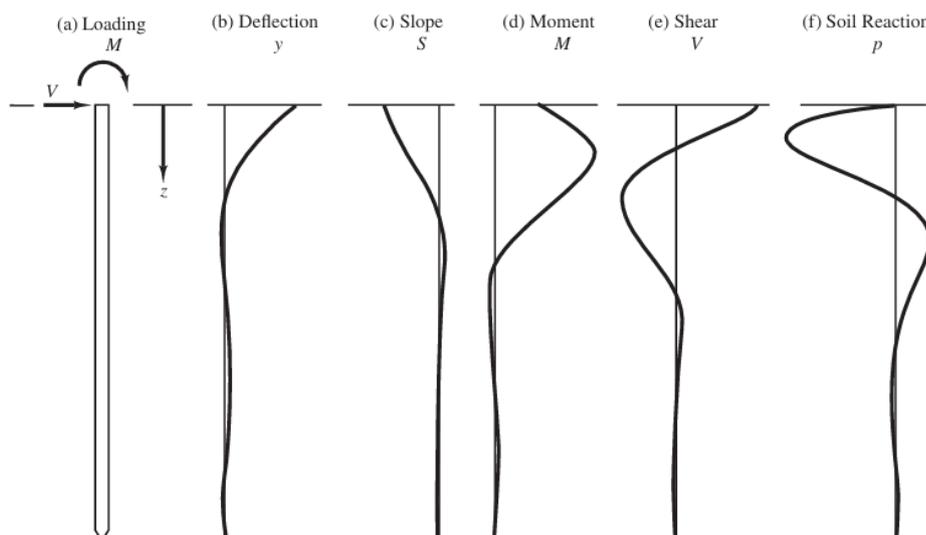


Figura 2.5 Diagrama de fuerza, deflexión, pendiente, momento, cortante y reacción del suelo sujeto a carga lateral a lo largo del pilote (Coduto et al., 2016)

El método más común que logra considerar el comportamiento no lineal del suelo son las curvas p-y. Esta metodología es en gran parte empírica, ya que fue desarrollada principalmente con base al desempeño de ensayos de carga lateral instrumentados sobre cimentaciones profundas en diferentes condiciones de suelo y roca. Las curvas p-y, por lo tanto, se basan en condiciones de carga específicas, condiciones del subsuelo, tipo y geometría de pilotes. Debido a las distintas condiciones en las que se ha realizado el estudio de las curvas p-y, hay varios autores que proponen las curvas de resistencia de distintos tipos de suelos. Los modelos utilizados para el presente trabajo fueron los siguientes: (1) Soft Clay (Matlock 1970) y (2) Sand (Reese 1997).

## 2.1.5 Modelos constitutivos de los suelos para estimación de curvas Py

### 2.1.5.1 Soft Clay (Matlock 1970)

Matlock propone un criterio de curvas p-y para arcillas blandas, donde el nivel freático influye en el comportamiento del material. Los parámetros considerados para la construcción de las curvas p-y son resistencia al corte no drenado, peso unitario y deformación axial que ocurre al 50% del máximo esfuerzo principal en un ensayo triaxial. En casos donde la carga axial aplicada es pequeña, los valores de la deformación axial llegan a ser insignificantes, debido a esto, lo que controla es la deflexión del pilote. El análisis será realizado para cargas cíclicas debido a que son cargas inducidas por movimientos sísmicos. La Figura 2.6, muestra la curva p-y propuesta por Matlock (1970) para arcillas blandas considerando cargas cíclicas.

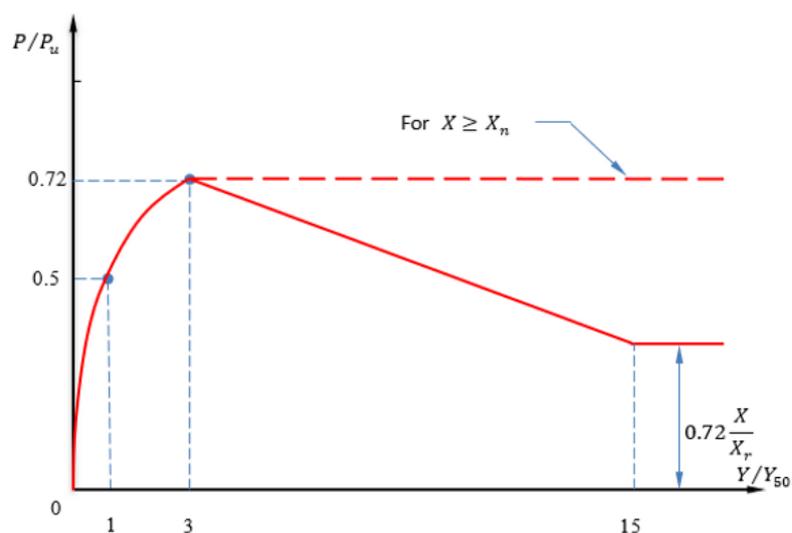


Figura 2.6 Modelo constitutivo de arcillas blandas considerando cargas cíclicas (Innovative Geotechnics, 2021)

Para carga cíclica se siguen cuatro pasos importantes:

1. Para resistencias del suelo  $(p) \leq 0.72 p_{ult}$  (resistencia última del suelo) se usa la resistencia última menor de las dos ecuaciones mostradas a continuación para la construcción de la primera parte de las curvas p-y.

$$p_{ult} = \left[ 3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{b} z \right] c_u b \quad (2.13)$$

$$p_{ult} = 9c_u b \quad (2.14)$$

Donde  $\gamma'$  es el peso efectivo promedio desde la superficie del suelo hasta la profundidad de análisis,  $c_u$  corresponde a la resistencia al corte no drenada,  $z$  es la profundidad desde la superficie del suelo hasta la curva p-y,  $b$  es el ancho del pilote.  $J$  es un valor experimental que puede ser 0.5 para arcillas blandas y 0.25 en arcillas de consistencia media.

2. Calcular la deflexión  $y_{50}$  con el 50% de la máxima deformación

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}b \quad (2.15)$$

3. Graficar la curva p-y con las siguientes relaciones

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow p \leq 0.72p_{ult} \quad (2.16)$$

4. Luego, se debe determinar la profundidad crítica " $z_r$ " representa lo que es en realidad un punto de transición indefinido, de una condición de restricción vertical incompleta a una condición en la que el flujo plástico está limitado a planos horizontales. Si  $\gamma'$  y  $c_u$  son homogéneos en la parte superior, la ecuación para el cálculo de  $z_r$  es:

$$z_r = \frac{6c_u b}{(\gamma' b + Jc_u)} \quad (2.17)$$

Si las propiedades antes mencionadas no son homogéneas, se debe calcular " $z_r$ " simultáneamente con la ecuación detallada en el punto 1. Si la profundidad  $z$  donde las curvas p-y son aplicadas, es mayor igual que la profundidad crítica y las deformaciones  $y \geq 3y_{50}$ , calcular la resistencia del suelo como  $0.72p_{ult}$ .

5. Donde  $z \leq z_r$  se calcula la resistencia del suelo como una línea decreciente a partir de  $0.72p_{ult}$  en  $3y = y_{50}$  hasta:

$$p = 0.72p_{ult} \left( \frac{z}{z_r} \right) \quad (2.18)$$

### 2.1.5.2 Sand (Reese 1974)

Reese et al (1974) desarrollaron un criterio para la construcción de curvas p-y para arenas, el cual es independiente del nivel freático, así como del tipo de aplicación de carga, ya sea cíclica o estática. Ver Figura 2.7. La curva p-y desarrollada por los Reese, muestra cuatro segmentos bien definidos.

1. El primer tramo representa un comportamiento lineal que se mantiene hasta llegar al punto k.
2. El segundo tramo es una transición no lineal que depende del peso unitario y de la fricción del material, este segmento está limitado por una deformación máxima que alcanza valores menores o iguales a  $b/60$ . Siendo b el diámetro del pilote.
3. El tercer tramo una parte lineal que empieza desde deformaciones mayores a  $b/60$  y menores o iguales a  $3b/80$ ; valor que corresponde a la resistencia última.
4. El último tramo es constante para deformaciones mayores a  $3b/80$ .

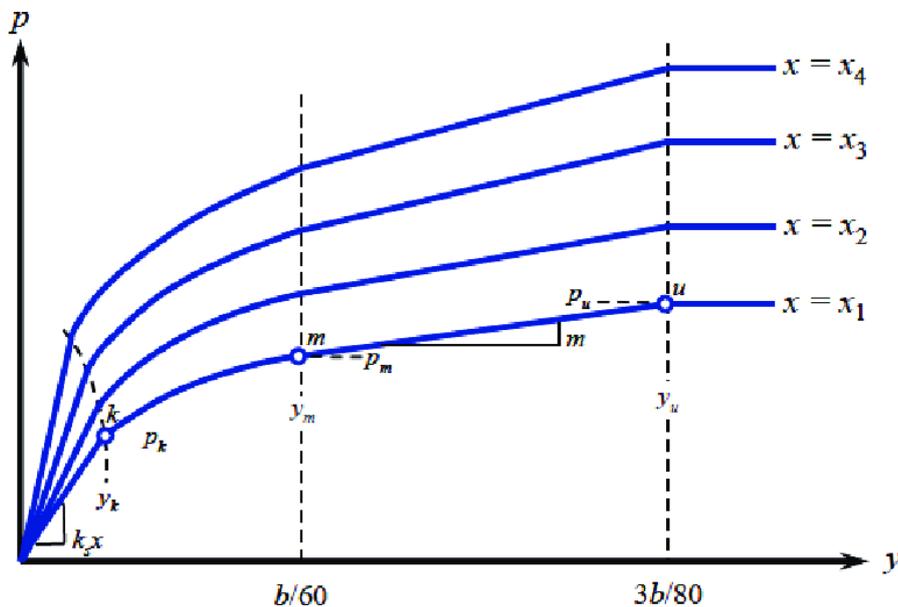


Figura 2.7 Modelo constitutivo de arenas considerando cargas cíclicas (Stuedlein & Li, 2018)

## 2.2 Estructural

En ese apartado del marco conceptual, se menciona las propiedades de los materiales del hormigón confinado, no confinado, acero de refuerzo y acero de presfuerzo. Además, se define los estados de agrietamiento, cedencia y agotamiento para el diagrama de momento curvatura de secciones doblemente armadas sometidas a flexión y flexo-compresión. Así mismo, se describe el método estático no lineal – pushover con la finalidad de obtener los niveles de desempeño y amenaza sísmica, bajo los lineamientos establecidos por el método de espectro – capacidad, todo esto, con el propósito de obtener los objetivos de desempeño del muelle.

### 2.2.1 Curva Esfuerzo – deformación del Hormigón confinado y no confinado

La curva esfuerzo – deformación del hormigón confinado permite obtener diagramas de momento – curvaturas más creíbles para asegurar la ductilidad de columnas arreglando adecuadamente el acero de refuerzo transversal, dado que permite obtener un aumento en la resistencia y ductilidad en la compresión de la columna (Filaj et al., 2016).

La curva de esfuerzo – deformación del hormigón no confinado es aquel que no está reforzado o no se encuentra contenido en elementos que logren aumentar su capacidad. El hormigón confinado corresponde a la capa de concreto que rodea la parte exterior del estribo y tiene como función en proteger contra la corrosión al acero de refuerzo (Mander et al., 1988). Esto se observa en la Figura 2.8.

El método para determinar la curva esfuerzo – deformación se lo realizará mediante la propuesta de Mander en elementos rectangulares. A continuación, se presenta el diagrama esfuerzo – deformación de Mander y las ecuaciones generales a emplear:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.19)$$

Donde  $f_c$  es el esfuerzo de compresión longitudinal del concreto,  $f'_{cc}$  es el esfuerzo de compresión del hormigón confinado,  $x$  es un valor adimensional obtenida de una relación de deformaciones del concreto, de igual manera,  $r$  es un valor adimensional evaluado en una relación de módulos de elasticidad del concreto.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.20)$$

El valor de  $x$  es adimensional y corresponde a la relación de la deformación longitudinal del concreto ( $\varepsilon_c$ ) y  $\varepsilon_{cc}$ , la cual es la deformación máxima del concreto en el esfuerzo de compresión del hormigón confinado ( $f'_{cc}$ ).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.21)$$

Esta ecuación calcula  $\varepsilon_{cc}$ , cuya definición fue mencionada en el párrafo anterior y se la calcula con las variables  $\varepsilon_{co}$ , la cual se define como la deformación máxima del concreto en el esfuerzo de compresión del hormigón no confinado ( $f'_{co}$ ) y se lo considera como 0.002,  $f'_{cc}$  es el esfuerzo de compresión del hormigón confinado y  $f'_{co}$  es el esfuerzo de compresión del hormigón no confinado.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.22)$$

El valor  $r$  es un valor adimensional el cual relación el módulo elástico del hormigón y la resta del módulo elástico del hormigón con el módulo secante del hormigón confinado. El parámetro  $E_c$  es el módulo elástico del hormigón y la ecuación para calcularlo es  $5000\sqrt{f'_{co}} MPa$ , mientras que la variable  $E_{sec}$  el módulo secante del concreto confinado y su ecuación para determinarlo es  $\frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$

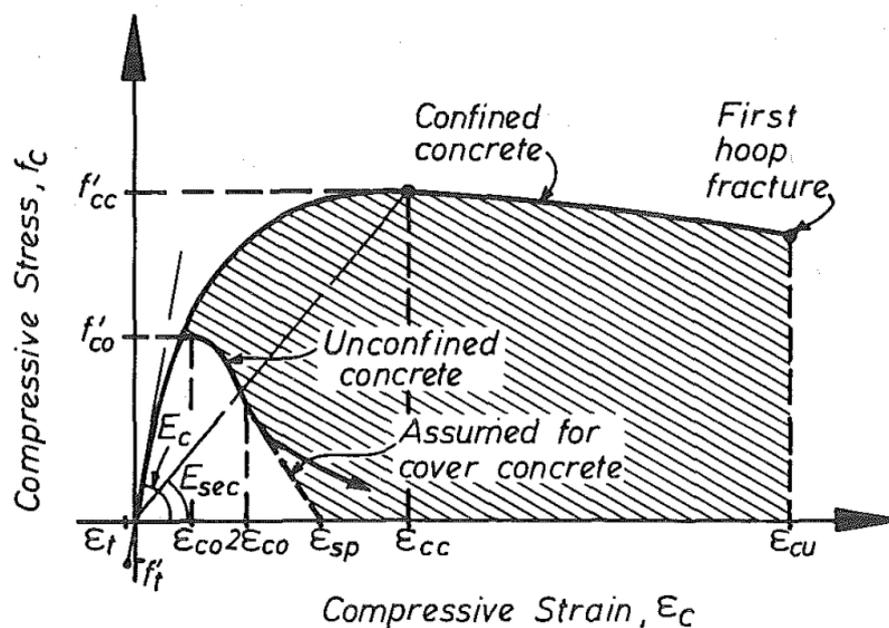


Figura 2.8 Diagrama de esfuerzo - deformación para hormigón confinado y no confinado(Mander et al., 1988)

Por lo anterior, para obtener la función del diagrama esfuerzo – deformación del hormigón confinado, es necesario determinar el parámetro  $f'_{cc}$ , la cual se la determina de la siguiente manera:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2.23)$$

Donde  $f'_{cc}$  es el esfuerzo de compresión del hormigón confinado,  $f'_{co}$  es el esfuerzo de compresión del hormigón no confinado y  $f'_l$  corresponde a esfuerzo lateral de confinamiento efectivo. En el caso de estribos rectangulares, se debe realizar el siguiente procedimiento:

1. Calcular el coeficiente de confinamiento efectivo  $k_e$ . Para esto, se debe emplear la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.24)$$

La variable  $A_e$  significa el área del núcleo de confinamiento de concreto efectiva y  $A_{cc}$  al área del núcleo que comprende la mitad del perímetro del estribo excluyendo el área del acero longitudinal. A continuación, en la Figura 2.9 se describe los componentes de las ecuaciones para determinar estas dos variables:

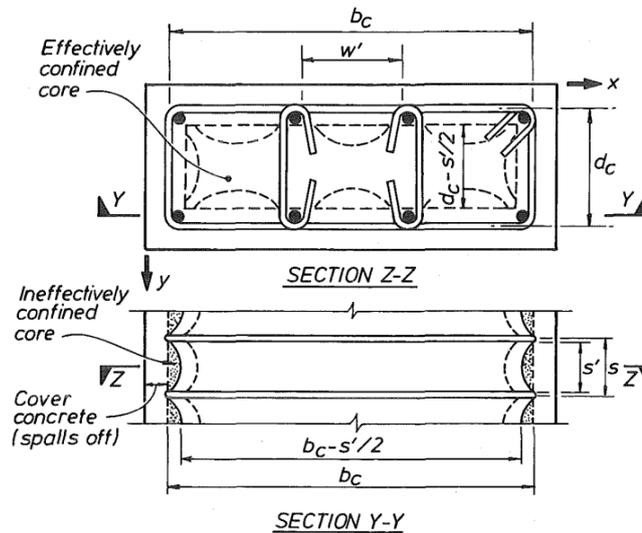


Figura 2.9 Corte longitudinal y transversal de una columna de hormigón armado (Mander et al., 1988)

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(wi')^2}{6} \quad (2.25)$$

$$A_e = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (2.26)$$

$$A_{cc} = (b_c d_c - A_{sl}) \quad (2.27)$$

Con base en lo anterior, se describen las siguientes ecuaciones:

- $A_i$  es el área total del núcleo de concreto confinado no efectiva al nivel de los estribos y  $wi'$  es la distancia libre entre barras de acero longitudinal.
  - $A_e$  área del núcleo de confinamiento de concreto efectiva,  $A_i$  es el área total del núcleo de concreto confinado inefectiva al nivel de los estribos,  $b_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección x, mientras que  $d_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección y,  $s'$  es la separación libre entre estribos. (Ver imagen anterior)
  - $A_{cc}$  corresponde al área del núcleo que comprende la mitad del perímetro del estribo excluyendo el área del acero longitudinal,  $b_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección x, mientras que  $d_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección y,  $A_{sl}$  es el área total del acero longitudinal.
2. Calcular el esfuerzo lateral de confinamiento en sentido x,y. Para esto se debe calcular la cuantía de acero transversal de confinamiento, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (2.28)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sd_c} \quad (2.29)$$

Donde  $\rho_x, \rho_y$  es la cuantía de acero transversal de confinamiento en sentido x,y,  $A_{sx}, A_{sy}$  acero de refuerzo longitudinal en sentido x,y,  $s$  corresponde al espaciamiento del estribo,  $b_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección x, mientras que  $d_c$  dimensión medida desde los centros de los estribos en la dirección. Posterior a esto, se



Por otra parte, se debe realizar la curva de esfuerzo – deformación del hormigón no confinado. En este caso, se emplea el mismo criterio que empleó Mander, con la consideración de que la relación  $f'_{cc}/f'_{co} = 1$ ; esto quiere decir que  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} = 0.002$

## 2.2.2 Comportamiento del acero de refuerzo

El modelo constitutivo por emplear para el acero de refuerzo es de Park and Paulay, la cual consiste en un modelo elástico hasta alcanzar la deformación de cedencia ( $\varepsilon_y$ ). luego se vuelve perfectamente plástica hasta llegar a la deformación por endurecimiento ( $\varepsilon_{sh}$ ). Finalmente, el acero de refuerzo consigue llegar a la ruptura cuando alcanza la deformación última ( $\varepsilon_{su}$ ) (Tavio & Tata, 2009). Esto se ilustra en la Figura 2.11.

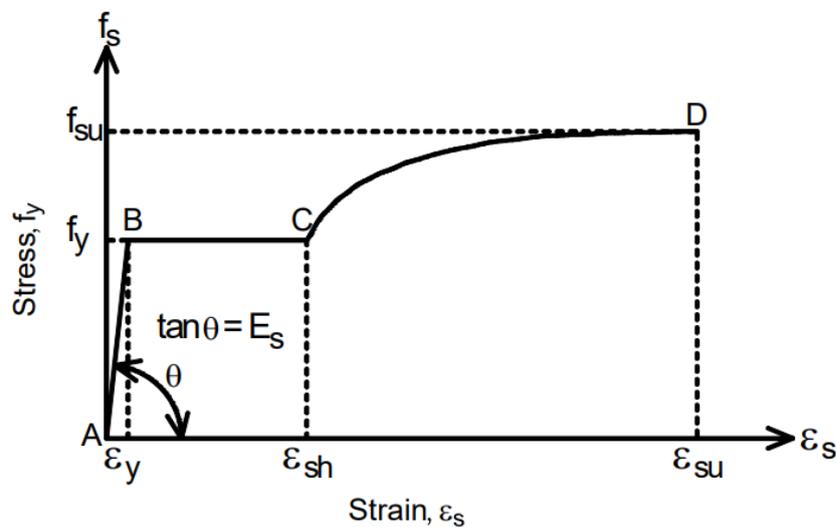


Figura 2.11 Curva Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo (Budi Casita & Rasullia Kamandang, 2018)

El procedimiento para determinar la curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo con el método de Park and Paulay se detalla a continuación:

Para la región AB (Elástica)  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ :

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad (2.34)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2.35)$$

Para la región BC (Perfectamente Plástica)  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y$$

$$\varepsilon_{sh} = \left\{ \begin{array}{l} 0.015 \quad \text{Diametro menores a 25,4 mm} \\ 0.0125 \quad \text{Diametro igual a 28.65 mm} \\ 0.0115 \quad \text{Diametro igual 32.26 mm y 35.81 mm} \\ 0.0075 \quad \text{Diametro igual a 43 mm} \\ 0.005 \quad \text{Diametro igual a 57.33 mm} \end{array} \right\}$$

Para la región CD (Endurecimiento)  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$\varepsilon_{su} = \left\{ \begin{array}{l} 0.120 \quad \text{Diametro menor e igual a 32.26 mm} \\ 0.090 \quad \text{Diametro mayor e igual a 35.81 mm} \end{array} \right\}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.36)$$

$$f_{su} = 1.5f_y \quad (2.37)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 + 60r - 1}{15r^2} \quad (2.38)$$

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (2.39)$$

La variable  $f_y$  es la resistencia a la fluencia mientras que  $f_{su}$  es la resistencia última del acero de refuerzo.

### 2.2.3 Comportamiento del acero de prefuerzo

El modelo constitutivo del acero de prefuerzo se presenta a continuación:

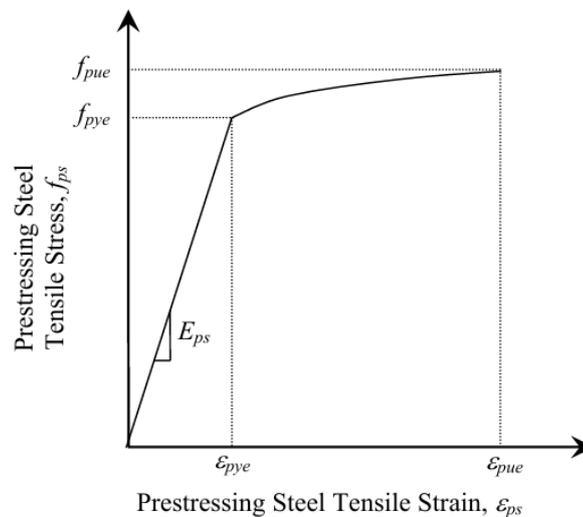


Figura 2.12 Diagrama Esfuerzo - Deformación del acero de prefuerzo (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014)

En la Figura 2.12, se puede observar que la curva de esfuerzo – deformación del acero de presfuerzo presenta una etapa elástica hasta la deformación de cedencia del presfuerzo ( $\varepsilon_{pye}$ ). Posterior a esta etapa, entra en un proceso de endurecimiento hasta llegar a la deformación última del presfuerzo ( $\varepsilon_{pue}$ ).

El procedimiento para determinar la curva esfuerzo – deformación del acero presforzado se detalla a continuación:

Para la Etapa Elástica  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{pye}$ :

$$f_{pye} = \varepsilon_s E_s \quad (2.40)$$

Para la Etapa de Endurecimiento  $\varepsilon_{pye} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{pue}$ :

$$f_p = 270 - \frac{0.04}{\varepsilon - 0.007} \quad (2.41)$$

Donde  $f_{pye}$  es la resistencia a fluencia del acero de presfuerzo y  $f_{pue}$  es la resistencia última del acero de presfuerzo y equivale a  $1.18f_{pye}$

## 2.2.4 Secciones doblemente armadas a flexión

### 2.2.4.1 Estado de agrietamiento

El concreto alcanza su condición de agrietamiento en el área traccionada, antes de que el acero llegue a la cedencia. Para obtener el momento y curvatura de agrietamiento, es necesario considerar una sección transformada, que implica el reemplazo de la sección real transversal acero – concreto, por una sección equivalente conformada únicamente de concreto (Moehle J., 2015), tal como se muestra en la Figura 2.13.

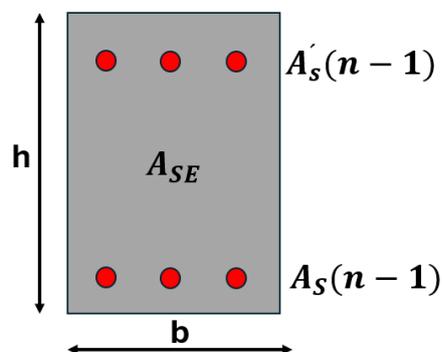


Figura 2.13 Sección doblemente armada

$$A_{SE} = bh + A_s(\eta - 1) + A'_s(\eta - 1) \quad (2.42)$$

Donde  $A_{SE}$  es el área de sección equivalente,  $b$  es la base,  $h$  es la altura,  $A_s$  es el acero de refuerzo a tensión,  $A'_s$  es el acero de refuerzo a compresión y  $\eta$  es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del hormigón.

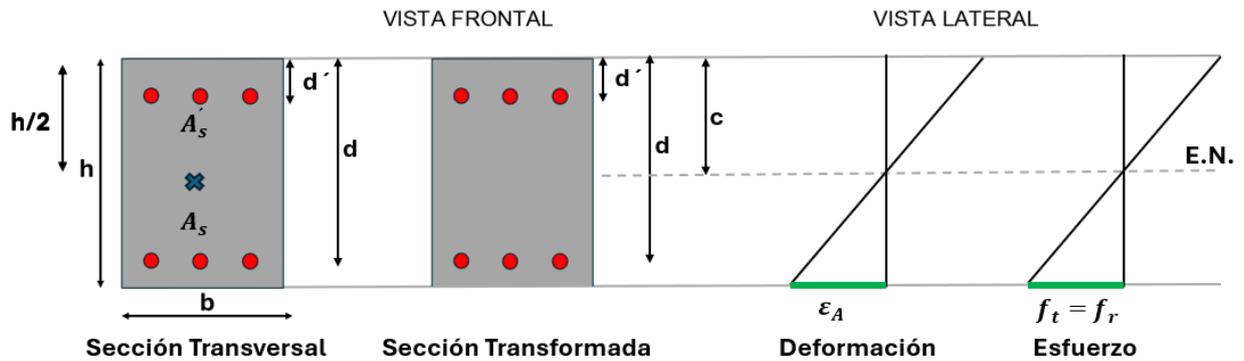


Figura 2.14 Diagrama esfuerzo - deformación en condición de agrietamiento para una sección doblemente armada

Luego, para obtener la profundidad del eje neutro se debe hacer un equilibrio estático, tomando en cuenta el área comprimida y el área traccionada, tal como se muestra en la Figura 2.14. Calculando el momento respecto al eje que pasa por el centro geométrico de la sección original, nos queda:

$$A_{SE}(c) = \frac{bh^2}{2} + A_s(\eta - 1)d + A'_s(\eta - 1)d' \quad (2.43)$$

$$c = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s(\eta - 1)d + A'_s(\eta - 1)d'}{A_{SE}} \quad (2.44)$$

La variable  $c$  es la profundidad de compresión a partir del eje neutro.

Luego, conociendo el módulo de rotura  $f_r$ , el esfuerzo a la compresión del hormigón  $f'_c$  y la profundidad del eje neutro  $\varepsilon_A$  se obtiene la curvatura de agrietamiento  $\phi_A$ :

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (2.45)$$

$$\varepsilon_A = \frac{f_r}{E_c} \quad (2.46)$$

$$\phi_A = \frac{\varepsilon_A}{d - c} \quad (2.47)$$

Finalmente, se obtiene el momento de agrietamiento  $M_A$  en función a la inercia de la sección equivalente  $I_{SE}$  :

$$I_{SE} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + (\eta - 1) \left[ A_s(d - c)^2 + A'_s(c - d')^2 \right] \quad (2.48)$$

$$M_A = \frac{f_r I_{SE}}{h - c} \quad (2.49)$$

### 2.2.4.2 Estado de cedencia

En esta etapa, el acero de refuerzo a tracción se encuentra en cedencia, mientras que el concreto no ha alcanzado su agotamiento (James K. Wight, 2016). Ver Figura 2.15. Con la incorporación de otra capa de acero en la zona a compresión se pueden presentar 3 casos fundamentales: caso (a), el concreto se comporta de forma lineal y el acero a compresión no ha cedido; caso (b), el concreto se comporta de forma lineal y el acero a compresión ha cedido; y caso (c), el concreto se comporta no lineal y el acero a compresión no ha cedido.

Dada la condición de cedencia, se considera como punto fijo la deformación en el acero a tracción, asumiendo que la misma corresponde a  $\epsilon_y$ . A partir de allí, se logra establecer una relación entre la profundidad del eje neutro, y las deformaciones resultantes del concreto y el acero de refuerzo ubicado en la fibra comprimida, asumiendo una distribución lineal de deformaciones en la sección. Ver Figura 2.15.

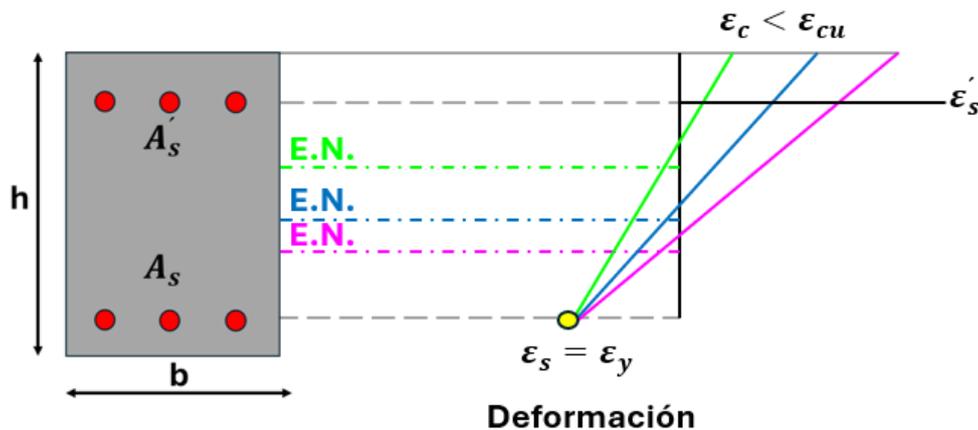


Figura 2.15 Diagrama de compatibilidad de deformaciones en condición de cedencia para una sección doblemente armada.

El incremento en el área de acero de refuerzo produciría a su vez, un incremento en la profundidad del eje neutro; por lo tanto, se tendría mayor deformación en el concreto y aumento de la curvatura cedente.

El planteamiento general para este estado consiste en igualar las fuerzas del concreto y acero de refuerzo en compresión con la fuerza a tracción del acero de refuerzo. En base al tipo de caso que se encuentre la zona a compresión, se obtienen diferentes resultados del momento y curvatura.

$$C_c + C_s = T \quad (2.50)$$

$$C_c = \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} \quad (2.51)$$

$$C_s = A'_s f'_s \quad (2.52)$$

$$T = A_s f_y \quad (2.53)$$

Donde  $C_c$  es la fuerza del concreto a compresión,  $C_s$  es la fuerza del acero de refuerzo (superior) a compresión y  $T$  es la fuerza a tracción del acero de refuerzo (inferior)

*Caso (a): Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido. Ver Figura 2.16.*

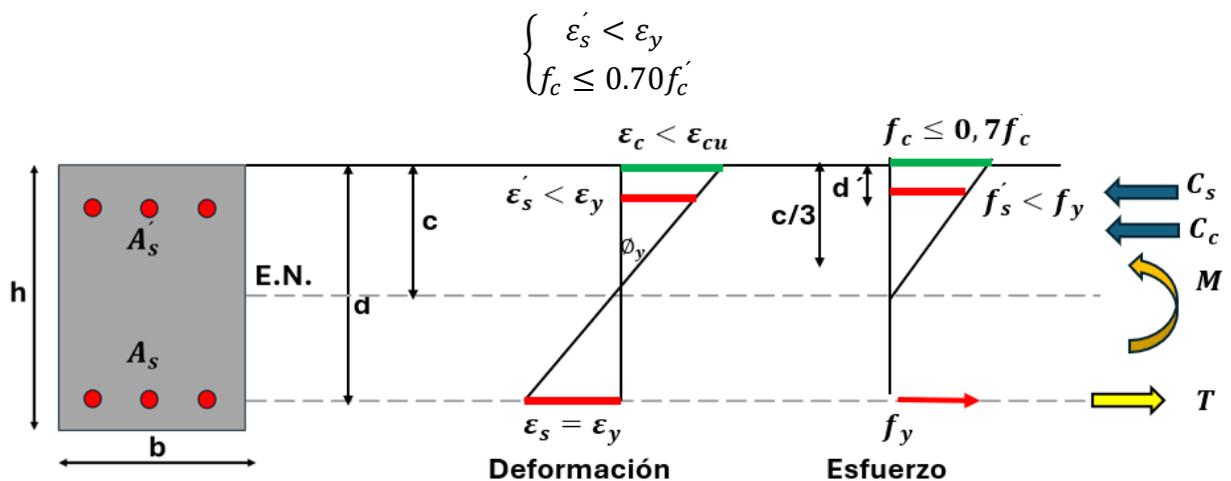


Figura 2.16 Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido.

Primero, se debe calcular el eje neutro, el cual se define en una ecuación cuadrática, tal como se describe a continuación:

$$c^2 \left( \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} \right) + c [f_y (A_s + A'_s)] - f_y (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \quad (2.54)$$

Luego, se debe obtener la resistencia a compresión del concreto ( $f_c$ ) y acero de refuerzo ( $f'_s$ ).

$$f_c = E_c \left( \frac{c \cdot \varepsilon_y}{d - c} \right) \quad (2.55)$$

$$f'_s = E_s \left( \frac{\varepsilon_y (c - d')}{d - c} \right) \quad (2.56)$$

Donde,  $E_c$  es el módulo elástico del hormigón,  $E_s$  es el módulo elástico del acero de refuerzo,  $c$  es la distancia del eje neutro.

Posterior a esto, se procede a determinar el momento en cedencia ( $M_y$ ) y curvatura en cedencia ( $\phi_y$ ).

$$M_y = \left( \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} \right) \left( d - \frac{c}{3} \right) + A'_s \cdot f'_s (d - d') \quad (2.57)$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad (2.58)$$

Caso (b): Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión ha cedido. Ver Figura 2.17.

$$\begin{cases} \varepsilon'_s > \varepsilon_y \\ f_c \leq 0.70 f'_c \end{cases}$$

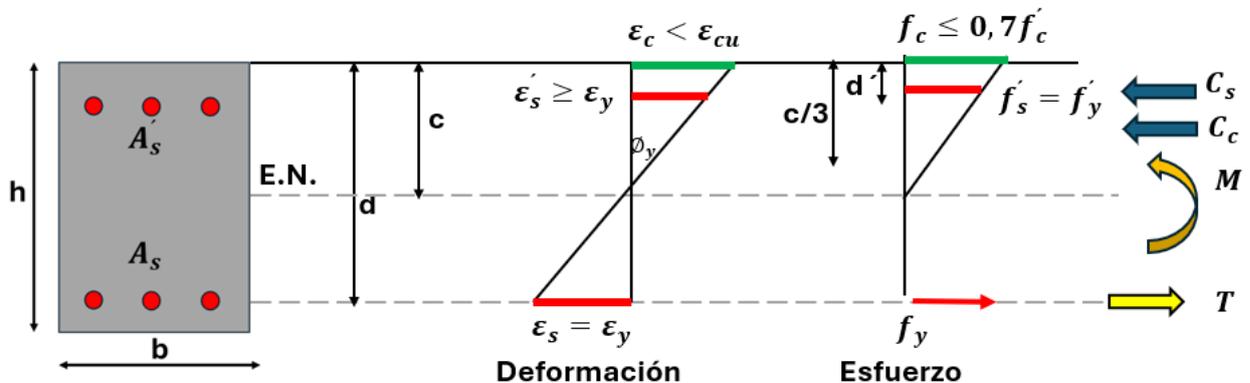


Figura 2.17 Comportamiento lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión ha cedido.

En este caso, como la deformación unitaria a compresión del acero de refuerzo ha cedido ( $\epsilon'_s > \epsilon_y$ ), la resistencia del acero a compresión es igual a la de la fluencia ( $f'_s = f_y$ ). En este sentido, las ecuaciones para determinar el momento y curvatura en cedencia son las siguientes:

$$c^2 \left( \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c[f_y(A_s - A'_s)] - f_y(A_s - A'_s)d = 0 \quad (2.59)$$

$$f_c = E_c \left( \frac{c \cdot \epsilon_y}{d - c} \right) \quad (2.60)$$

$$M_y = \left( \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} \right) \left( d - \frac{c}{3} \right) + A'_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (2.61)$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - c} \quad (2.62)$$

Caso (c): Comportamiento no lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido. Ver Figura 2.18.

$$\begin{cases} \epsilon'_s < \epsilon_y \\ 0.70f'_c \leq f_c \leq f'_c \end{cases}$$

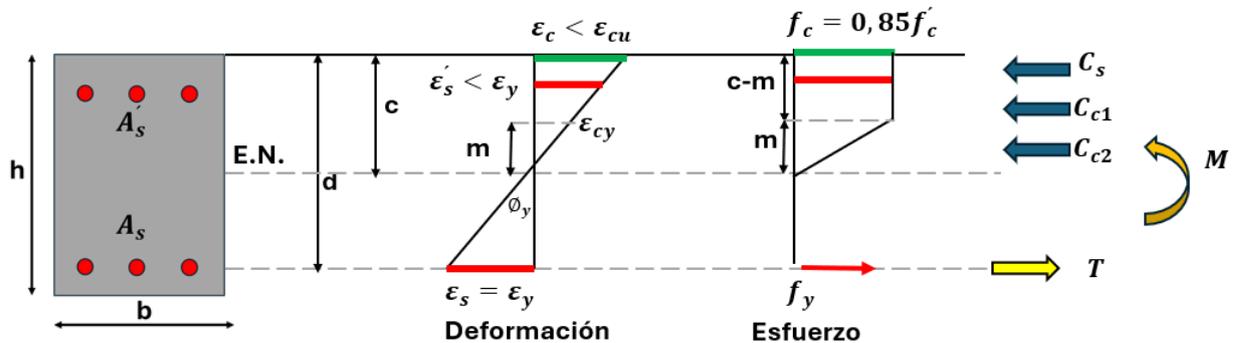


Figura 2.18 Comportamiento no lineal del concreto y el acero de refuerzo superior en compresión no ha cedido.

En este caso, la fuerza de compresión del concreto se la descompone en dos partes debido a la no linealidad que se genera en el material. En virtud de ello, se debe idealizar un modelo bilineal equivalente, por lo que se define como una deformación elástica del concreto ( $\epsilon_{cy}$ ) de 0.0008. Ver Figura 2.19.

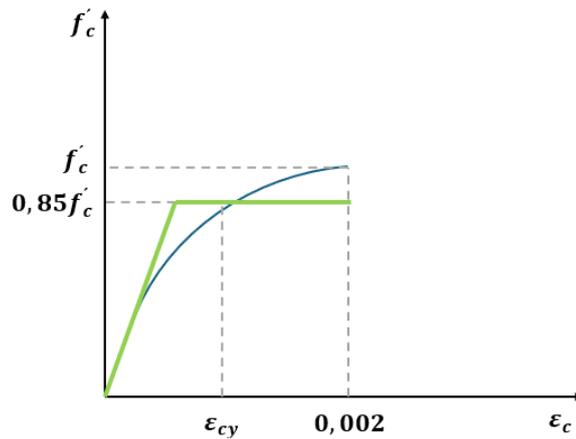


Figura 2.19 Modelo bilineal equivalente del esfuerzo a compresión del hormigón y su deformación unitaria

$$C_c = C_1 + C_2 \quad (2.63)$$

$$C_1 = 0.85f'_c b(c - m) \quad (2.64)$$

$$C_2 = \frac{0.85f'_c b m}{2} \quad (2.65)$$

Sumando ambas fuerzas, se obtiene que:

$$C_c = 0.85f'_c b \left( c - \frac{m}{2} \right) \quad (2.66)$$

En cuanto a  $C_s$  y  $T$  se mantiene con el mismo planteamiento indicado al inicio de este estado.

Dicho esto, en este estado se debe comenzar por calcular el eje neutro, la cual se define en una ecuación cuadrática, tal como se describe a continuación:

$$c^2[(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b)] - c[(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b d) + 2\varepsilon_y f_y (A_s + A'_s) + 0.85f'_c b d \varepsilon_{cy}] + [2\varepsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d^2] = 0 \quad (2.67)$$

Una vez encontrado la profundidad del eje neutro, se debe determinar la distancia  $m$  y comprobar que sea menor a la profundidad del eje neutro.

$$m = \frac{\varepsilon_{cy}(d - c)}{\varepsilon_y} \leq c \quad (2.68)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad (2.69)$$

$$M_y = \left[ 0.85 f'_c b (c - m) \left( d - \frac{c - m}{2} \right) \right] + \left[ \left( \frac{0.85 f'_c b m}{2} \right) \left( d - c + \frac{2m}{3} \right) \right] \quad (2.70)$$

$$+ [A'_s f'_s (d - d')] \quad (2.71)$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad (2.71)$$

### 2.2.4.3 Estado de agotamiento

En esta etapa, el concreto alcanza la deformación última ( $\varepsilon_{cu}$ ) luego de que el acero de refuerzo (inferior) a tracción ha cedido. La distribución de esfuerzos es semejante a l bloque equivalente de Whitney (James K. Wight, 2016). Se considera caso (a), el acero de refuerzo a compresión ha cedido; caso (b), el acero de refuerzo a compresión no ha cedido

*Caso (a): el acero de refuerzo a compresión ha cedido*

$$\begin{cases} \varepsilon'_s > \varepsilon_y \\ f'_s = f_y \end{cases}$$

$$a = \frac{f_y (A_s - A'_s)}{0.85 f'_c b} \quad (2.72)$$

$$a = \beta_1 c \quad (2.73)$$

$$\varepsilon'_s = \left( \frac{\varepsilon_{cu}(c - d')}{c} \right) > \varepsilon_y \quad (2.74)$$

$$M_u = \left[ 0.85 f'_c b a \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] + [A'_s f_y (d - d')] \quad (2.75)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.76)$$

Caso (b): el acero de refuerzo a compresión no ha cedido

$$\begin{cases} \varepsilon'_s < \varepsilon_y \\ f'_s = \varepsilon'_s E_s < f_y \end{cases}$$

$$c^2(0.85f'_c b \beta_1) + c(A'_s E_s \varepsilon_{cu} - A_s f_y) - A'_s E_s \varepsilon_{cu} d' = 0 \quad (2.77)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d - c)}{c} > \varepsilon_y \quad (2.78)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s \quad (2.79)$$

$$M_u = \left[ 0.85f'_c b a \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] + [A'_s f'_s (d - d')] \quad (2.80)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.81)$$

### 2.2.5 Secciones sometidas a flexión y fuerza axial

Las secciones sometidas a flexo-compresión corresponden a columnas y muros estructurales. En el estudio de estas secciones se debe considerar la influencia de la carga axial en la ductilidad de la sección, haciendo necesario realizar un diagrama de interacción, Ver Figura 2.20, y diagrama axial-curvatura.

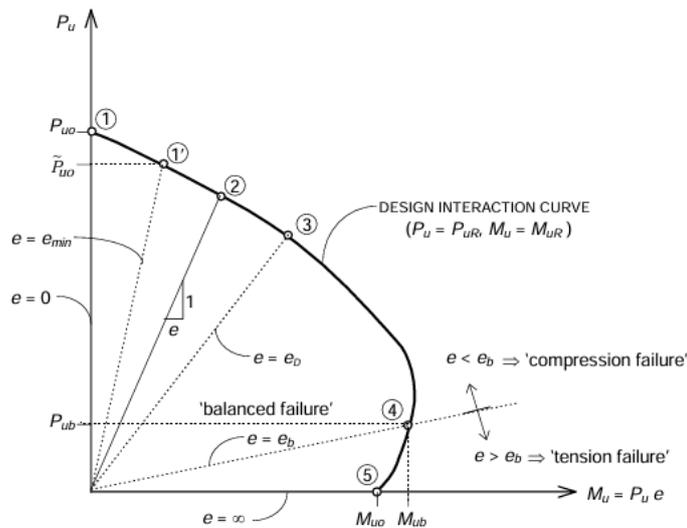


Figura 2.20 Diagrama de Interacción Fuerza axial - Momento en columnas (Unnikirishna Pillai & Devdas Menon, 2021)

En el diagrama se pueden identificar puntos notables y zonas específicas en función a su comportamiento. En primer lugar, se establece el punto de falla balanceada donde el concreto alcanza su agotamiento, al mismo tiempo que el acero alcanza la cedencia. Por encima de la falla balanceada se tiene una zona 1, donde la falla es controlada por compresión, lo que implica que el concreto alcanza su agotamiento antes de que el acero ceda y, por debajo de la falla balanceada, se tiene una zona 2, donde la falla es controlada por tracción, lo que implica que el concreto alcanza el agotamiento, luego de que el acero ha superado su cedencia (Moehle J., 2015).

Una falla controlada por compresión es frágil, mientras que la controlada por tracción es dúctil. Debido a ello, es de gran interés propiciar secciones robustas donde su nivel de carga axial no supere la falla balanceada. El punto de mayor ductilidad ocurre cuando la carga axial es igual a cero, lo cual corresponde a una sollicitación de flexión pura. Debido a esto, es muy conveniente controlar el nivel de carga axial en cualquier sección a flexo-compresión donde se requiera de una ductilidad considerable.

#### **2.2.5.1 Falla en compresión pura ( $P_0$ )**

La falla en compresión pura ocurre cuando la carga axial está aplicada en el centroide plástico de la sección (Moehle J., 2015). Además, se presenta en condiciones de agotamiento resistente puesto que el concreto alcanza la deformación unitaria última  $\varepsilon_{cu} = 0.003$ , el acero de refuerzo a compresión ( $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$ ) y a tracción han superado la cedencia ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ).

$$P_0 = 0.85f'_c(bh - A'_s - A_s) + A'_sf_y + A_sf_y \quad (2.82)$$

#### **2.2.5.2 Falla en tracción pura**

En este estado, el acero de refuerzo es el único material que aporta resistencia. El acero de refuerzo a compresión ( $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$ ) y a tracción han superado la cedencia ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ) (James K. Wight, 2016).

$$T_0 = A'_sf_y + A_sf_y \quad (2.83)$$

#### **2.2.5.3 Falla balanceada**

El concreto alcanza la deformación unitaria última  $\varepsilon_{cu} = 0.003$  al mismo tiempo que el acero de refuerzo a tracción alcanza la cedencia ( $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ ). Dado que la deformación es

lineal y se conoce la deformación unitaria última del concreto, la profundidad del eje neutro balanceado ( $c_b$ ) puede determinarse por semejanza de triángulos (James K. Wight, 2016).

$$c_b = 0.003 \left( \frac{d}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right) \quad (2.84)$$

$$M_b = 0.85f'_c b a_b \left( Y_{CP} - \frac{a_b}{2} \right) + A_s f_y (Y_{CP} - d') + A_s f_y (d - Y_{CP}) \quad (2.85)$$

$$\phi_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} \quad (2.86)$$

#### **2.2.5.4 Falla controlada por compresión (Frágil)**

La falla controlada por compresión es de tipo frágil y se presenta cuando la carga axial sobrepasa la fuerza axial resistente en condición balanceada ( $P_1 > P_b$ ). En esta etapa, el acero de refuerzo a tracción no alcanza la cedencia ( $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ ) mientras que el concreto alcanza su agotamiento ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ) (James K. Wight, 2016).

#### **2.2.5.5 Falla controlada por tracción (dúctil)**

La falla controlada por tracción es de tipo dúctil y ocurre cuando la carga axial es menor a la carga axial resistente en condición balanceada ( $P_2 < P_b$ ). En esta etapa, el acero de refuerzo a tracción ha superado la cedencia ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ) mientras que el concreto ha alcanzado el agotamiento ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ) (Unnikirishna Pillai & Devdas Menon, 2021).

#### **2.2.5.6 Falla por flexión pura**

En esta etapa, la fuerza axial es igual a cero, el acero de refuerzo a tracción ha superado la cedencia ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ) mientras que el concreto ha alcanzado el agotamiento ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ) (Unnikirishna Pillai & Devdas Menon, 2021).

#### **2.2.5.7 Falla en cedencia**

La falla controlada por tracción es de tipo dúctil y ocurre cuando la carga axial es menor a la carga axial resistente en condición balanceada ( $P_2 < P_b$ ). En esta etapa, el acero de refuerzo a tracción ha superado la cedencia ( $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ ) mientras que el concreto ha alcanzado el agotamiento ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ ) (James K. Wight, 2016).

### 2.2.5.8 Falla en cedencia comportamiento lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido

En la Figura 2.21, se presenta la falla de cedencia con un comportamiento lineal de los materiales de concreto y el acero de refuerzo no ha alcanzado su límite de cedencia.

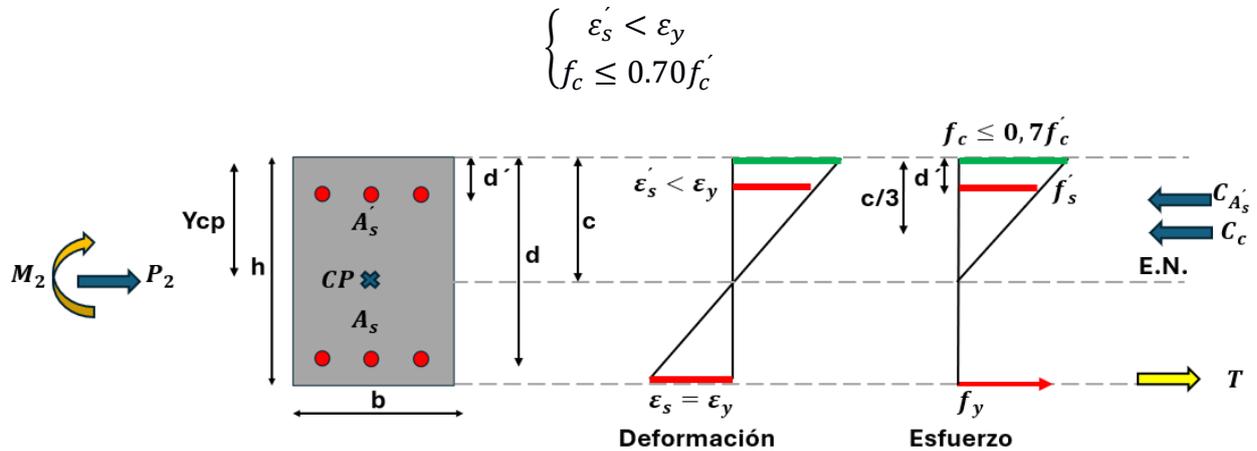


Figura 2.21 Falla en cedencia comportamiento lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido

Se realiza la sumatoria de fuerzas en sentido “x”. La fuerza que ejerce el concreto ( $C_c$ ) y el acero de refuerzo a compresión ( $C_s$ ) van en el sentido contrario a la fuerza  $P_2$ , mientras que la fuerza de tracción producida por el acero de refuerzo a tensión ( $T$ ) se encuentra orientada en la misma dirección que la fuerza  $P_2$ . Posterior a esto, mediante relación de semejanza de triángulos, se obtiene la deformación unitaria del acero de refuerzo a compresión ( $\varepsilon'_s$ ). De la misma manera se obtiene la deformación unitaria del hormigón ( $\varepsilon_c$ ).

$$P_2 = C_c + C_s - T \quad (2.87)$$

$$P_2 = \frac{f_c c b}{2} + A'_s f'_s - A_s f_y \quad (2.88)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y (c - d')}{(d - c)} \quad (2.89)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad (2.90)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y c}{(d - c)} \quad (2.91)$$

Una vez determinado estas relaciones, se sustituye las ecuaciones con la finalidad de calcular la profundidad del eje neutro ( $c$ ). Finalmente, se calcula el momento flector alrededor del centroide plástico de la sección de la columna y su curvatura.

$$\left(\frac{E_c \varepsilon_y b}{2}\right) c^2 + (A'_s E_s \varepsilon_y + A_s f_y + P_2) c - (A'_s E_s \varepsilon_y d' + A_s f_y d + P_2 d) = 0 \quad (2.92)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y (c - d')}{(d - c)} < \varepsilon_y \quad (2.93)$$

$$f_c \leq 0.70 f'_c \quad (2.94)$$

$$M_2 = \left(\frac{f_c c b}{2}\right) \left(Y_{CP} - \frac{c}{3}\right) + A'_s f'_s (Y_{CP} - d') - A_s f_y (d - Y_{CP}) \quad (2.95)$$

$$\phi_{y2} = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad (2.96)$$

### **2.2.5.9 Falla en cedencia comportamiento no lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido**

En la Figura 2.22, se presenta la falla de cedencia con un comportamiento no lineal de los materiales de concreto y el acero de refuerzo no ha alcanzado su límite de cedencia. También, en la Figura 2.23, se muestra el modelo bilineal equivalente del esfuerzo a compresión del concreto.

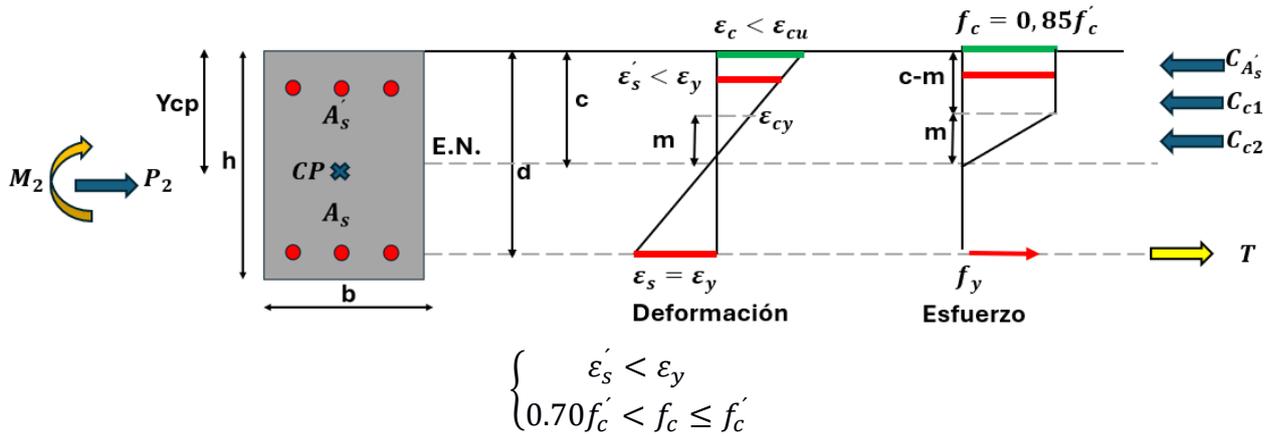


Figura 2.22 Falla en cedencia comportamiento no lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido

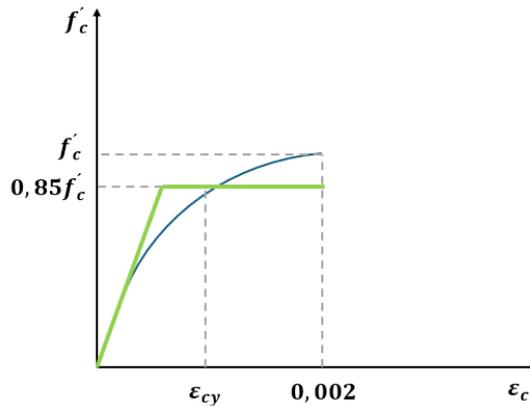


Figura 2.23 Modelo bilineal equivalente del esfuerzo a compresión del hormigón y su deformación unitaria

Se realiza la sumatoria de fuerzas en sentido “x”. La fuerza que ejerce el concreto ( $C_{c1}, C_{c2}$ ) y el acero de refuerzo a compresión ( $C_s$ ) van en el sentido contrario a la fuerza  $P_2$ , mientras que la fuerza de tracción producida por el acero de refuerzo a tensión ( $T$ ) se encuentra orientada en la misma dirección que la fuerza  $P_2$ . Posterior a esto, mediante relación de semejanza de triángulos, se obtiene la deformación unitaria del acero de refuerzo a compresión ( $\epsilon'_s$ ). De la misma manera se obtiene la deformación unitaria del hormigón  $\epsilon_{cy} = 0.0008$ .

$$P_2 = C_c + C_s - T \tag{2.97}$$

$$C_c = C_{c1} + C_{c2} = 0.85f'_c b(c - m) + \frac{0.85f'_c b m}{2} \tag{2.98}$$

$$P_2 = 0.85f'_c b \left( c - \frac{m}{2} \right) + A'_s f'_s - A_s f_y \quad (2.99)$$

$$c = \frac{P_2 + A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85f'_c b} + \frac{m}{2} \quad (2.100)$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy}(d - c)}{\varepsilon_y} \leq c \quad (2.101)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y(c - d')}{(d - c)} \quad (2.102)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad (2.103)$$

De la misma manera que se realizó en el caso de Falla en cedencia comportamiento lineal del concreto y el acero en compresión no ha cedido, se procede a determinar una expresión en función del eje neutro y de las relaciones indicadas anteriormente en esta sección.

$$\begin{aligned} & c^2(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b) \\ & - c[(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b d) + 2\varepsilon_y f_y (A_s + A'_s)] \\ & + 0.85f'_c b d \varepsilon_{cy} + 2\varepsilon_y P_2 \end{aligned} \quad (2.104)$$

$$\begin{aligned} & + [2\varepsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d^2 + 2\varepsilon_y P_2 d] \\ M_2 = & \left[ C_{c1} \left( Y_{CP} - \frac{c - m}{2} \right) \right] + \left[ C_{c2} \left( Y_{CP} - c + \frac{2m}{3} \right) \right] + [A'_s f'_s (Y_{CP} - d')] \\ & + T(d - Y_{CP}) \end{aligned} \quad (2.105)$$

$$\phi_{y2} = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad (2.106)$$

## 2.2.6 Diagrama momento curvatura

La teoría de flexión para el concreto reforzado se basa en tres suposiciones básicas, las cuales permiten determinar el diagrama momento – curvatura (James K. Wight, 2016).

- Las secciones perpendiculares al eje de flexión que son planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- La deformación en el refuerzo es igual a la deformación en el concreto al mismo nivel.

- Los esfuerzos en el concreto y en el refuerzo pueden calcularse a partir de las deformaciones utilizando las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero.

Para el análisis de diagrama momento curvatura de cualquier sección, se asume que la curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo tanto en tensión y compresión es elasto-plástico.

Los diagramas de momento-curvatura ( $M-\Phi$ ) definen la capacidad a flexión de las vigas o la capacidad a flexo – compresión en columnas respecto a una carga axial. La relación momento-curvatura es fundamental para el análisis inelástico de estructuras, ya que permite predecir la resistencia de la sección, la rigidez a flexión, la ductilidad de la sección y la capacidad de disipación de energía. Además, para el diseño sísmico, los análisis no lineales, como el método Pushover, requieren una entrada precisa de las curvas momento-curvatura ( $M-\Phi$ ) para obtener resultados fiables (Chen et al., 2015).

### **2.2.7 Diagrama Momento - Rotación**

El diagrama momento – rotación es necesario para el análisis estático no lineal - Pushover. Para obtener este diagrama, se debe determinar la longitud de articulación plástica de los pilotes y la viga del muelle. La norma ASCE 61-14 establece los criterios que se deben considerar para definir la longitud de articulación plástica en la conexión pilote – deck/macizo y la longitud de articulación plástica en el terreno.

Para obtener la longitud de articulación plástica conexión pilote – deck, la norma ASCE 61-14 establece varios criterios para determinar dicha longitud, la cual está en función del material del pilote y el tipo de conexión pilote – deck. La Tabla **2-2** presenta las formas de determinar la longitud de articulación plástica conexión pilote – deck

Tabla 2-2 Longitud de articulación plástica conexión pilote – deck (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014)

Connection type	$L_p$ at deck (in.)
<b>Steel pipe piles</b>	
Embedded pile	$0.5D$ (see Section 7.4.3.3)
Concrete plug	$0.30f_{yc}d_b$
Isolated shell	$0.30f_{yc}d_b + g$
Welded embed	$0.5D$ (See Section 7.4.2.4)
Welded dowels	NA
<b>Prestressed concrete piles</b>	
Pile buildup	$0.15f_{yc}d_b \leq L_p \leq 0.3f_{yc}d_b$
Extended strand	$0.2f_{pye}d_{st}$
Embedded pile	$0.5D$ (see Section 7.4.2.1)
Dowelled	$0.25f_{yc}d_b$
Hollow dowelled	$0.2f_{yc}d_b$
External confinement	$0.30f_{yc}d_b$
Isolated interface	$0.25f_{yc}d_b$
<b>Other connections</b>	
Pinned connection	NA
Batter pile	See Section 7.4.4.2

Note: Table uses English units. Metric equivalent is not provided.

De igual manera, para calcular todas las longitudes de articulación plástica del terreno, se puede emplear la siguiente ecuación, siempre y cuando los pilotes sean de hormigón presforzado y pilotes metálicos tubulares.

$$L_p = 2D \quad (2.107)$$

Donde  $L_p$  es la longitud de articulación plástica del terreno,  $D$  es el diámetro del pilote. Una vez obtenido las longitudes de articulación plástica del pilote, se procede a realizar el Diagrama Momento – Rotación. La normativa ASCE 61-14 idealiza este diagrama de forma bilineal. El cálculo de este diagrama se lo realiza con la longitud de articulación plástica del pilote y la curvatura en fluencia, curvatura de desempeño (OLE,CLE,DE) y curvatura última. A continuación, se ilustra la Figura 2.24 y los cálculos para obtener el Diagrama Momento – Rotación.

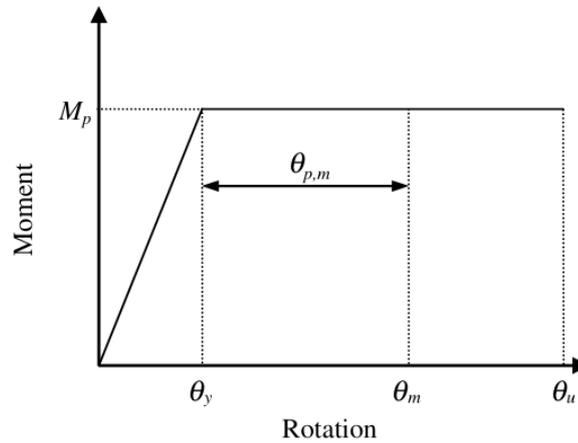


Figura 2.24 Curva Momento - Rotación idealizada (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014)

Donde la rotación a fluencia ( $\theta_y$ ) es igual a la longitud de articulación plástica del pilote ( $L_p$ ) multiplicado por la curvatura a fluencia ( $\phi_y$ ). Así mismo, rotación por desempeño ( $\theta_m$ ) es igual a la longitud de articulación plástica del pilote ( $L_p$ ) multiplicado por la curvatura por desempeño ( $\phi_m$ ). De igual manera, rotación última ( $\theta_u$ ) es igual a la longitud de articulación plástica del pilote ( $L_p$ ) multiplicado por la curvatura última ( $\phi_u$ ).  $M_p$  es el momento plástico idealizado en el diagrama momento curvatura (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014).

$$\theta_y = L_p \phi_y \tag{2.108}$$

$$\theta_m = L_p \phi_m \tag{2.109}$$

$$\theta_u = L_p \phi_u \tag{2.110}$$

### 2.2.8 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño que establece la norma ASCE 61-14 son los siguientes:

- LSP (Seguridad de Vida): Para que una estructura sea considerada como Seguridad Vida debe cumplirse que el estado de daño posterior al sismo sea tal que la estructura continúe soportando cargas de gravedad, (b) el daño que ocurra no impida la salida, y (c) no haya pérdida de contención de materiales de manera que represente un peligro para el público.

- **CRD (Daño controlado y reparable):** Una estructura se clasificará como CRD cuando (a) la estructura responda de manera controlada y dúctil, experimentando deformaciones inelásticas limitadas en ubicaciones donde sea posible realizar reparaciones; (b) las reparaciones necesarias resulten en una pérdida de funcionalidad por no más de varios meses; y (c) no haya pérdida de contención de materiales de forma que represente un peligro para el público.
- **MD (Daño Mínimo):** Una estructura se clasificará como que ha logrado “daño mínimo” cuando (a) exhiba una respuesta estructural casi elástica, con deformación residual mínima o nula; (b) no haya pérdida de funcionalidad de la estructura; y (c) no haya pérdida de contención de materiales de manera que represente un peligro para el público.

Las estructuras diseñadas de acuerdo con esta norma serán asignadas, por la autoridad competente, a una de las clasificaciones de diseño presentadas a continuación:

- **High (Alta):** Las estructuras se asignarán a una clasificación de diseño "alta" si son esenciales para la economía de la región o para la recuperación tras eventos y requieren un nivel de desempeño sísmico superior a la protección de seguridad para la vida.
- **Moderate (Moderada):** Las estructuras se asignarán a una clasificación de diseño "moderada" si son de importancia secundaria para la economía regional y no esenciales para la recuperación tras eventos, pero requieren un nivel de desempeño sísmico superior a la protección de seguridad para la vida.
- **Low (Baja):** Las estructuras que no se clasifiquen como de diseño “alto” o “moderado” serán asignadas a una clasificación de diseño "baja".

Por lo anterior, la clasificación de la estructura es considerada como “Alta” y en base a esto, se define los objetivos de diseño empleando en base a los niveles de amenaza sísmica que se ilustran en las Tabla 2-3 a la Tabla 2-6.

Tabla 2-3 Requisitos mínimos de peligro sísmico y de desempeño (*Seismic Design of Piers and Wharves, 2014*)

Seismic hazard level and performance level						
Operating level earthquake (OLE)			Contingency level earthquake (CLE)		Design earthquake (DE)	
	Ground motion probability of exceedance	Performance level	Ground motion probability of exceedance	Performance level	Seismic hazard level	Performance level
High	50% in 50 years (72-year return period)	Minimal damage	10% in 50 years (475-year return period)	Controlled and repairable damage	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection
Moderate	N/A	N/A	20% in 50 years (224-year return period)	Controlled and repairable damage	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection
Low	N/A	N/A	N/A	N/A	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection

- OLE: Sismo de Nivel Operacional,  $T_r=72$  años, probabilidad de excedencia de 50% en 50 años.

Tabla 2-4 Límite de deformaciones para daños mínimos (*Seismic Design of Piers and Wharves, 2014*)

Pile type	Component	Hinge location		
		Top of pile	In ground	Deep in ground ( $>10D_p$ )
Solid concrete pile	Concrete	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.008$
	Reinforcing steel	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	Prestressing steel		$\epsilon_p \leq 0.015$	$\epsilon_p \leq 0.015$

- CLE: Sismo de Nivel de Contingencia,  $T_r=475$  años, probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Tabla 2-5 Límite de deformaciones para control y reparación de daños (*Seismic Design of Piers and Wharves, 2014*)

Pile type	Component	Hinge location		
		Top of pile	In ground	Deep in ground ( $>10D_p$ )
Solid concrete pile	Concrete	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$	$\epsilon_c \leq 0.012$
	Reinforcing steel	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$		
	Prestressing steel		$\epsilon_p \leq 0.025$	$\epsilon_p \leq 0.025$

- DE: Seguridad de Vida,  $T_r=2500$  años, probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

Tabla 2-6 Límite de deformaciones para seguridad de vida (*Seismic Design of Piers and Wharves*, 2014)

Pile type	Component	Hinge location		
		Top of pile	In ground	Deep in ground (>10D <sub>p</sub> )
Solid concrete pile	Concrete	No limit	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$	No limit
	Reinforcing steel	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$		
	Prestressing steel		$\epsilon_p \leq 0.035$	$\epsilon_p \leq 0.050$

### 2.2.9 Método Estático No Lineal – Pushover

El Método Estático No Lineal (Pushover) es un análisis con cargas estáticas de manera incremental hasta obtener la capacidad de la estructura, considerando la no linealidad del elemento estructural mediante el cálculo del estado de agrietamiento, cedencia y agotamiento (Diagrama Momento – Curvatura). De igual manera, se puede definir la no linealidad del elemento estructural mediante el uso de curvas esqueleto obtenidas del ciclo de análisis (Bento et al., n.d.).

El procedimiento para llevar a cabo este método consiste en definir la relación de fuerzas y deformaciones de los componentes estructurales. Luego, establecer el patrón de carga lateral de la estructura. Después, realizar el espectro de respuesta en base a una demanda sísmica. Finalmente, evaluar el desempeño de la estructura. Este método predice las fuerzas inelásticas, desplazamientos, deformaciones considerando la no linealidad del material durante un evento sísmico (Zacchei et al., 2019).

La curva de capacidad de la estructura (Curva Pushover) es una gráfica entre el corte basal y desplazamiento en el techo para una estructura. En la imagen que se ilustra a continuación, se presenta un modelo tipo de curva pushover, la cual consta de una etapa lineal (A-B), luego ilustra una no linealidad en la curva (B-C), posteriormente exhibe una caída en su resistencia (C-D) y finalmente se evidencia el colapso y ablandamiento (D-E). Así mismo, en la Figura 2.25 se observa los puntos de desempeño de la estructura analizada que son IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención del Colapso) (Kalibhat et al., 2019).

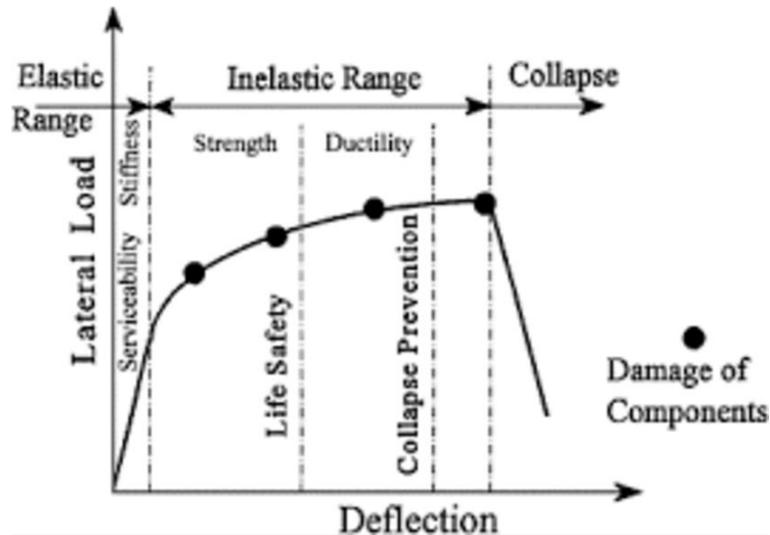


Figura 2.25 Curva Pushover y objetivos de desempeño (Ghobarah, 2001)

### 2.2.10 Método Espectro – Capacidad

El método Espectro – Capacidad fue propuesto por Freeman en 1975 y presentado por la normativa ATC-40 en 1996. Este método consiste en comparar la curva de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica con la finalidad de obtener el punto de desempeño de la estructura, que representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta sobre la estructura por el movimiento del suelo (Craig D. et al., 1996).

Para empezar, se debe transformar la curva de capacidad (Pushover) en espectro de capacidad. Para esto, se debe calcular el Factor de Participación Modal  $PF_1$  y coeficiente modal  $\alpha_1$ . Luego, con base al peso del nivel  $i$  ( $w_i$ ), amplitud del modo 1 del nivel  $i$  ( $\phi_{i1}$ ), el peso de la estructura ( $W$ ), desplazamiento en el tope ( $\Delta_{tope}$ ) por cada cortante basal ( $V_i$ ) y la amplitud del modo 1 en el tope ( $\phi_{tope,1}$ ), se determina la aceleración espectral  $S_a$  y desplazamiento espectral  $S_d$ , tal como se muestra en las siguientes ecuaciones (Craig D. et al., 1996).

$$PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g}} \right] \quad (2.111)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{\left( \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right)^2}{\left( \sum_{i=1}^N \frac{(w_i)}{g} \right) \left( \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g} \right)} \right] \quad (2.112)$$

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{V_i}{W}}{\alpha_1} \quad (2.113)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1 \phi_{tope,1}} \quad (2.114)$$

Una vez se haya obtenida el espectro de capacidad, se representa dicha curva de manera bilineal. En este sentido, se escoge el punto de inflexión  $a_y, d_y$  y el punto de desempeño tentativo  $a_{pi}, d_{pi}$ , de tal manera que las áreas que se encuentran por encima y por debajo de la curva espectro de capacidad sean iguales. Todo esto, con la finalidad de mantener una energía de igual magnitud en cada tramo. Ver Figura 2.26.

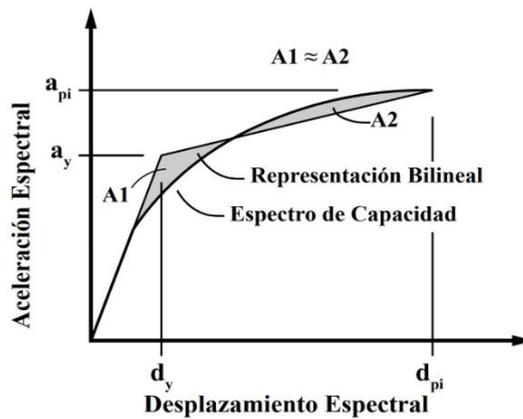


Figura 2.26 Representación bilineal de la curva Espectro de Capacidad (Craig D. et al., 1996)

Posterior a esto, se procede a convertir el espectro de respuesta en espectro de demanda (Ver Figura 2.27). Con ello, se debe determinar cada desplazamiento espectral  $S_{di}$  por cada periodo  $T_i$  y aceleración espectral  $S_{ai}$ , tal como se ilustra en la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (2.115)$$

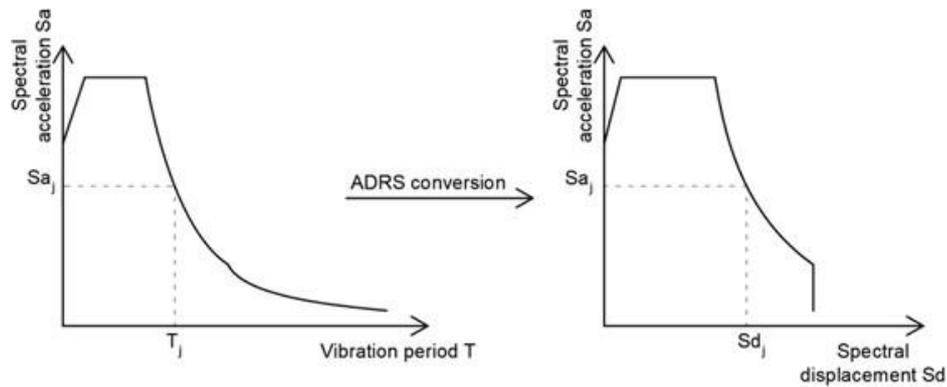


Figura 2.27 Conversión del Espectro de Respuesta a Espectro de Demanda (Craig D. et al., 1996)

La normativa ATC-40 manifiesta que se debe reducir el espectro de demanda debido a la pérdida de rigidez en el rango inelástico de la estructura. Esto se debe a que el amortiguamiento ocurre cuando el sismo incurre a la estructura en trabajar en el rango inelástico, la cual puede discretizarse en un amortiguamiento viscoso e hysterético. El amortiguamiento hysterético puede representarse como amortiguamiento viscoso equivalente ( $\beta_{eq}$ ), la cual está en función del punto de inflexión  $a_y, d_y$  y el punto de desempeño tentativo  $a_{pi}, d_{pi}$  de la gráfica bilineal del espectro de capacidad, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.116)$$

Si bien es cierto, el ciclo de histéresis representado en el espectro de capacidad bilineal es una aproximación para una condición ideal. Sin embargo, estas consideraciones podría no ser de todo cierto puesto que están en función del tipo de sistema a carga lateral y a la duración del sismo de la estructura. Con base en esto, la normativa ATC-40 establece un factor de  $k$  que depende del comportamiento estructural de la estructura, la cual divide en categorías A, B y C que están en función del comportamiento estructural. La categoría A representa a las estructuras con lazos hysteréticos estables, categoría B a las estructuras con una reducción moderada en los lazos hysteréticos y la categoría C considera a las estructuras con un pobre comportamiento hysterético (Craig D. et al., 1996). La Tabla 2-7 presenta los valores de modificación de amortiguamiento para el factor  $k$  y la ecuación del amortiguamiento viscoso efectivo modificada:

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.117)$$

Tabla 2-7 Valores de amortiguamiento del factor de modificación, k (Craig D. et al., 1996)

**Table 8-1. Values for Damping Modification Factor,  $\kappa$**

<b>Structural Behavior Type<sup>1</sup></b>	<b><math>\beta_0</math> (percent)</b>	<b><math>\kappa</math></b>
Type A <sup>2</sup>	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

Con los valores de amortiguamiento viscoso efectivo, se procede a calcular los factores de reducción de la demanda espectral, los cuales se utilizan para reducir el espectro elástico con amortiguamiento del 5% a un espectro con mayor amortiguamiento. En ese sentido, la reducción se realiza en la meseta de la demanda espectral ( $SR_A$ ) y la reducción lineal espectral ( $SR_B$ ), de los cuales no deberá ser menor a los valores indicados en la Tabla 2-8.

Tabla 2-8 Valores mínimos de  $SR_A$  y  $SR_V$  (Craig D. et al., 1996)

**Table 8-2. Minimum Allowable  $SR_A$  and  $SR_V$  Values<sup>1</sup>**

<b>Structural Behavior Type<sup>2</sup></b>	<b><math>SR_A</math></b>	<b><math>SR_V</math></b>
Type A <sup>2</sup>	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq \text{Tabla 8.2} \quad (2.118)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq \text{Tabla 8.2} \quad (2.119)$$

En ese sentido, se procede a realizar la reducción del espectro de demanda, la cual está en función de la reducción se realiza en la meseta de la demanda espectral ( $SR_A$ ) y la reducción lineal espectral ( $SR_B$ ), coeficientes de forma del espectro elástico ( $C_V, C_A$ ), tal como se presenta en la Figura 2.28 Espectro de Demanda Reducido (Craig D. et al., 1996) Figura 2.28.

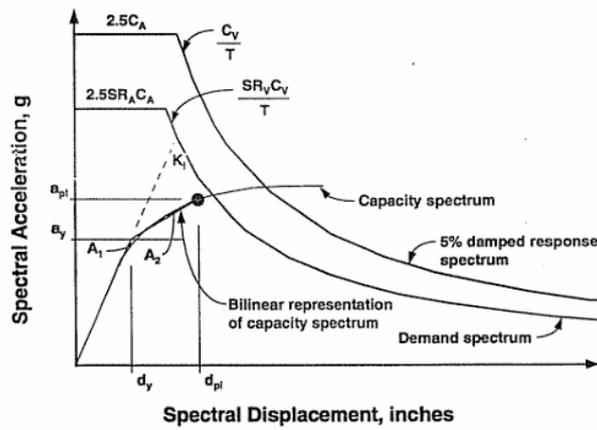


Figura 2.28 Espectro de Demanda Reducido (Craig D. et al., 1996)

En virtud de lo anterior, habiendo calculado el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido, se procede a revisar si ambos espectros se intersecan en el punto de desempeño tentativo  $a_{pi}, d_{pi}$  o si el desplazamiento espectral  $d_i$  está cercano hasta un mínimo del 95% de  $d_{pi}$ . Caso contrario, se debe seleccionar otro punto de desempeño tentativo hasta que se cumpla con lo indicado anteriormente (Craig D. et al., 1996).

### 2.3 Marco metodológico

El marco metodológico por emplear es el método de cascada, la cual indica que las actividades tienen una secuencia de pasos y no se puede avanzar hasta que no se haya terminado el paso anterior. En la Figura 2.29, se presenta el esquema metodológico de análisis por desempeño del muelle (método cascada).



Figura 2.29 Esquema metodológico de evaluación por desempeño de muelles, cascada

El diseño y evaluación de muelles desde el aspecto sismo geotécnico y estructural contiene una metodología de trabajo, para recrear adecuadamente la infraestructura, el cual se detalla a continuación:

- a) En primera instancia es necesario la recolección de información de distintas disciplinas. Entre las más importante en este tipo de estructura a analizar son:
  - i. Geología, conocimiento a escala macro de las formaciones geológicas producto de mecanismos de fallas o procesos de meteorización del suelo
  - ii. Hidrología: Permite conocer los niveles máximos de atraque, conociendo las crecientes históricas y precipitaciones. Así mismo, permite estimar ante el estudio de velocidades de corrientes, las distintas fuerzas de amarre y atraque, demandas complementarias a las fuerzas sísmicas en estos tipos de estructuras.
  - iii. Geotecnia: Corresponde al estudio del suelo, sus propiedades y definiciones del tipo de cimentaciones, conociendo los distintos estados de servicio y resistencia. Los principales “inputs” fundamentales para caracterizar adecuadamente los geomateriales son: Los ensayos de laboratorio, estratigrafía, log de sondeos obtenidas por pruebas mecánicas de perforación como SPT entre otras variables orientadas a la resistencia de los materiales.
  - iv. Topografía: Incluye información de batimetría, para conocer los niveles del lecho marino, esto con la finalidad de capturar, la posible variación y confinamiento de los elementos estructurales. La variación de los niveles en los pilotes suele generar torsiones, que pueden comprometer el comportamiento objetivo del sistema.
  - v. Estructura existente, planos, memorias y especificaciones técnicas. Esto permitirá recrear los distintos materiales, armados y resistencias de los elementos a analizar.
  
- b) Recolección de documentación técnica, normativas vigentes, referenciadas al tipo de estructuras de muelles. Tal información deberá basarse en estructuras sometidas a excitaciones sísmicas de gran intensidad. La normativa principal es la del código ASCE 61-14, Seismic Design of Piers and Wharves, que proporciona criterios y directrices basados de resiliencia y seguridad sísmica. Tales elementos son principalmente; 1) Métodos de análisis, basados en fuerza o desplazamientos;

2) Criterios de desempeño estructural; y 3) Requisitos de diseño para diferentes componentes.

- c) Implantación de los sondeos exploratorios disponibles en una localización georeferenciada, tipo UTM zona 17S. Tales sondeos, cuentan con logs o columnas de suelo que contienen, sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS, Número de golpes afectado por energía y por confinamiento, parámetros de resistencia, mediciones directas como: Torvane, penetrómetro de bolsillo, compresión sin confinar, Contenido de humedad, límites de Atterberg, como: Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y contenidos de finos. Adicional, se puede identificar otros valores claves, como: Nivel freático y elevaciones.
- d) Al poder correlacionar la información geotécnica, sus distintas ubicaciones, niveles, de acuerdo a sus características con cierta similitud en términos de resistencia, tipo de suelo y contenidos de finos, se proyecta un perfil geotécnico uniendo las distintas capas de suelo. El nivel de desplante de la cimentación profunda, pilotes, parte de un análisis de capacidad de carga aproximado, con cargas distribuidas adoptando una carga sobreimpuesta muerta y viva. Esto posterior deberá calibrarse con los modelos numéricos, secciones transversales por lo que se convierte en un análisis iterativo, hasta la convergencia de resultados. Este proyecto, no contempla el cálculo de la capacidad de carga geotécnica de los pilotes, pero si la cota de desplante de los pilotes a analizar. Lo anterior, es debido al enfoque del estudio, basado en desempeño, afectada ante las acciones sísmicas eventuales o extremas.
- e) En este proyecto se cuenta con la geometría, dimensiones del tablero y del pilote. Esto es incorporado en el perfil geotécnico considerando el nivel superior de atraque del muelle y el nivel de punta de los pilotes. Esto permitirá definir la zona del pilote confinada por el suelo. Para poder incorporar el análisis de desempeño considerando la interacción con el suelo, se deben conocer los parámetros de resistencia, que, para suelos blandos o cohesivos, es la resistencia no drenada del suelo y para suelos granulares, el ángulo de fricción interna. Adicional, para

ambos casos se debe conocer el peso específico de los materiales en condición de esfuerzos efectivos.

- f) Para conocer las distintas curvas de comportamiento de los suelos, en profundidad y en las capas correspondientes, en términos de presión pasiva y deformación, se deben implementar modelos del suelo, que consideren la degradación de los materiales, producto de las acciones cíclicas de los sismos. Para este caso de estudio, solo se trabajará con dos modelos representativos, de arcillas y arenas, Soft Clay (Matlock) y Sand (Reese), respectivamente. Estos modelos del suelo, se basan fundamentalmente en las propiedades antes mencionadas, con la adición de para suelos blandos, se incluye un valor de módulos de deformación al 50%, obtenida de los esfuerzos principales de una prueba de triaxial y para el modelo de Reese, interviene geometría y valores de rigideces del suelo, representados por el valor  $k_{py}$ . Tales valores, son tabulados en profundidad (Cota -7.50 a -19.00), asignándose una cota de aplicación para una acción de carga incremental y decremental, características de curvas no lineales, en el software de análisis numérico, modelo Multilinear elastic.
- g) Modelamiento matemático en 2D, software de análisis y diseño estructural. Los elementos en su totalidad son tipo "Frame", con rigideces iniciales afectadas por factores de reducción. Así como, módulos de elasticidad en función a la resistencia prevista de los materiales. Al ser un modelo bidimensional, los elementos base de soporte, son representadas por la viga carrilera, sección T invertida y los pilotes de sección constante. Dentro de la unión de los pilotes y vigas carrileras, se considera un elemento de transición y un elemento rigid link hasta el centro de masa de la sección. Se establece posteriormente, la geometría, separaciones de vanos y las cargas sobrepuestas y vivas asignadas mediante cargas distribuidas y reacciones de las vigas. Se restringe las acciones en los demás planos. Finalmente, se asigna, las propiedades del suelo por cada 50 cm de profundidad según corresponda con el perfil de suelo. Al final de los pilotes se asigna un apoyo móvil, capaz de trasladarse en los sentidos horizontales, pero no permitirá deformarse en sentido Z, Gravedad. La incorporación de las curvas  $p_y$ , permitirá evaluar la estructura ante cargas sísmicas laterales. El resto de estados de deformación, no son parte de este proyecto.

- h) La normativa de referencia ASCE 61-14, establece la revisión de tres sismos de control para la valoración del desempeño sísmico. Tales sismos corresponden a los periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años. Para cada asignación se define un nivel de daño basado en la deformación unitaria de los elementos como el concreto o acero de refuerzo. Los espectros que se consideraran para este estudio son construidos en base a la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15, usando parámetros de zona, tipo de suelo y las curvas de peligro sísmico basados en la tasa de excedencia. Los espectros son ingresados en el modelo matemático para la posterior evaluación de la metodología Capacity Spectrum method.
- i) Luego de la definición de las demandas y modelamiento del sistema estructural, se debe establecer el comportamiento no lineal de los elementos. Esto se obtiene de la generación de rótulas plásticas o curvas esqueletos basados en los diagramas momento curvatura obtenidos del software de análisis numérico, que, para el caso de los pilotes, estas curvas varían en función de la carga axial analizada. Dentro de la curva momento curvatura, se identifican principalmente la curvatura cedente, última, momentos cedentes y últimos, factor de incremento de colapso, factor de resistencia residual. Tales curvas son representadas en asignaciones bilineales basadas en el comportamiento de los materiales según ACI 318, cuyas fronteras son la capacidad de agrietamiento, punto cedente y punto de agotamiento. Estas rótulas serán asignadas en las zonas de máximo esfuerzo o longitudes plásticas identificadas dentro del modelo estructural. Comúnmente estos sectores son ubicados en la parte inferior de cabezal, pilote, zona libre y en la zona de transición con el suelo. Así mismo, se establecen rótulas en las vigas carril, en sus extremos. Estos elementos horizontales no suelen controlar, debido a que son diseñados por capacidad, siendo su resistencia plástica mayor al de los pilotes o elementos circundantes. Al garantizar un adecuado confinamiento y refuerzos de corte, no se establece rótulas de corte, ya que los elementos en su totalidad son controlados por deformación.
- j) Al obtener el comportamiento de cada elemento y las ductilidades locales, es necesario, estimar la ductilidad global, basado en la curva de capacidad global, graficada en términos de cortante y desplazamiento. Esta capacidad se la obtiene

realizando un análisis no lineal Pushover, con cargas incrementales. Se debe establecer dentro del modelo computacional, un punto de control, ubicado en los extremos del pórtico a analizar. El método Pushover permite identificar límites elásticos, el inicio de la deformación plástica y el colapso. También, captura zonas vulnerables y desplazamientos máximos. Adicional a la ductilidad, en la curva de capacidad se obtiene la sobre resistencia de los materiales relacionando la capacidad de corte último con el 80% del cortante cedente.

- k) Finalmente, en función al método Capacity Spectrum, según FEMA 440, se calcula el punto de desempeño donde la capacidad y la demanda se igualan. Esto es comparado con los límites establecidos en la normativa ASCE 61-14. Se establecen curvas en formato ADRS, Acceleration Displacement Response Spectrum, donde se convierte la demanda y capacidad en términos de aceleración y desplazamientos espectrales. El modelo de linealización equivalente mejorada determina la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal utilizando un periodo efectivo y un amortiguamiento efectivo. Estos parámetros son en función de las características de la curva de capacidad, el amortiguamiento y el periodo inicial del sistema junto con la ductilidad de demanda. La solución se encuentra mediante un proceso iterativo. Esta metodología se encuentra disponible en el software de modelación numérica utilizado para este proyecto.
- l) Se comparan los resultados globales y locales con los límites establecidos, concluyendo si cumple o no el desempeño estructural.

# CAPÍTULO 3

## 3. ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL

En análisis y evaluación comprende la investigación de lo existente, cálculo de propiedades de los suelos y verificaciones de planos estructurales existentes, con su respectiva comprobación de desempeño. Este capítulo define adicionalmente, paso a paso los criterios de diseño y verificación sismorresistente, incorporando la interacción suelo estructura con la modelación matemática de software de elementos finitos. El cual se resume en el siguiente proceso:

- Análisis geotécnico de propiedades del suelo
- Generación de curvas p-y modelo de arcillas blandas y arenas
- Modelo matemático, se define geometría, elementos estructurales, asignaciones de curvas py, restricciones, materiales, generación de diagramas momentos curvaturas de los pilotes.
- Incorporación de análisis de pushover con aceleraciones modelo matemático
- Obtención de puntos de desempeño usando ATC 40, método espectro de capacidad.
- Verificación de desempeño comparando con la normativa.

### 3.1 Información recopilada

Se ha recopilado la siguiente información del proyecto:

- Planos estructurales del muelle, con dimensiones, niveles, armados de los elementos principales de soporte. Entre las estructuras que se cuenta, son pilotes, vigas transversales de soporte principal, "vt1", vigas secundarias de amarre tipo "vx1" y "vx2", losas con esquema de tableros con doble T, donde en la parte superior se funde una capa de remate de 20 cm.
- Especificaciones técnicas de los materiales, como resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, resistencia a la compresión del concreto, esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo, recubrimientos, tipos de apoyos y detalles de ganchos.
- Log de sondeos p01 (fuente 1) y p02, p03 (fuente 2), columnas estratigráficas, ubicación de las perforaciones, ensayos de laboratorio donde se reporta las mediciones de índices de Atterberg, contenidos de humedad, pruebas de

compresión simple sin confinar. Adicional, se dispone del perfil longitudinal de geotecnia, correlacionando los distintos sondeos.

### 3.2 Descripción del muelle

El muelle se encuentra ubicado en el sur de la ciudad de Guayaquil, provincia del Guayas con una longitud de 166 m y un ancho de 12.8 m. Está conformado por tres vigas longitudinales de dimensiones de 900 mm de ancho por 1300 mm de alto. Las vigas transversales tienen sección T-invertida, VT1, tiene un ancho inferior de 1500 mm, ancho superior de 700 mm, y un alto total de 1300 mm. Además, cuenta con un sistema de losa de vigas doble-t que se apoyan sobre las vigas transversales. La losa está compuesta por vigas doble-t prefabricadas de 660 mm de altura y una loseta de compresión de 200 mm fundida en sitio. Los pilotes son de sección cuadrada de 500 x 500, armados con acero dulce en la cabeza de refuerzo, 12 fi de 20 mm, y una base de acero de presfuerzo de 12 torones de ½ pulgada. La longitud de estos pilotes es de 22.5 m. Ver Figura 3.1 a Figura 3.6. El pórtico que se analizará es el Eje 9, representativo del sistema tridimensional. Los paños colindantes a este marco, corresponde del lado izquierdo con 10.80 m y del lado derecho con 8.90 m (Anchos tributarios). En el Anexo 1, se presentan los planos estructurales.

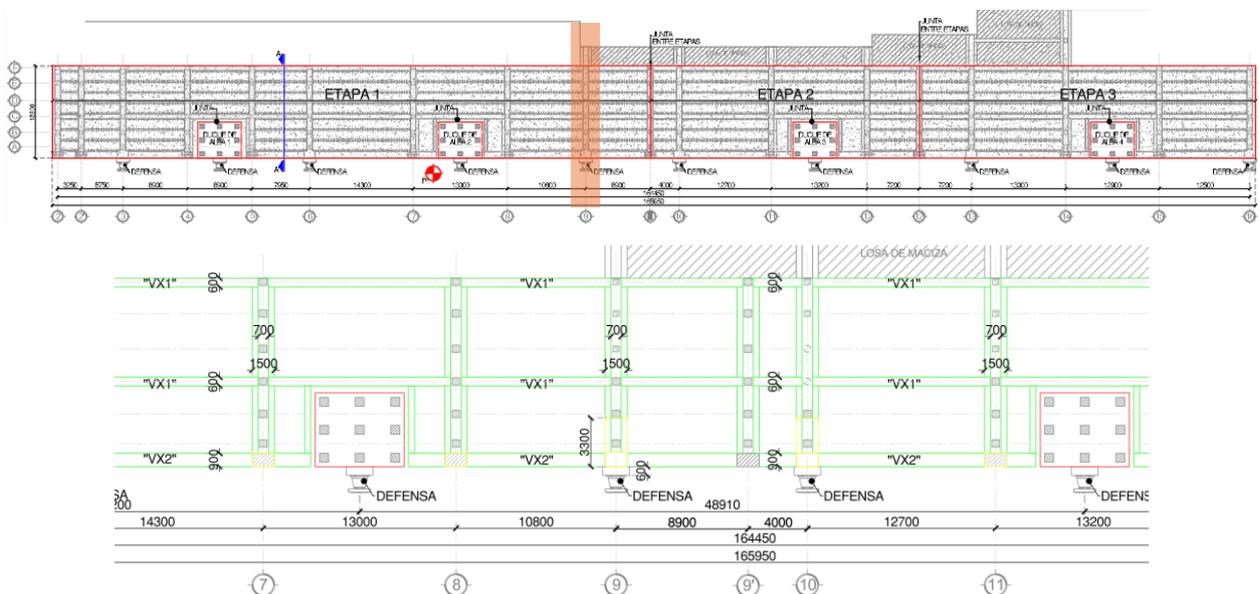


Figura 3.1 Implantación de proyecto Muelle, sur Guayaquil

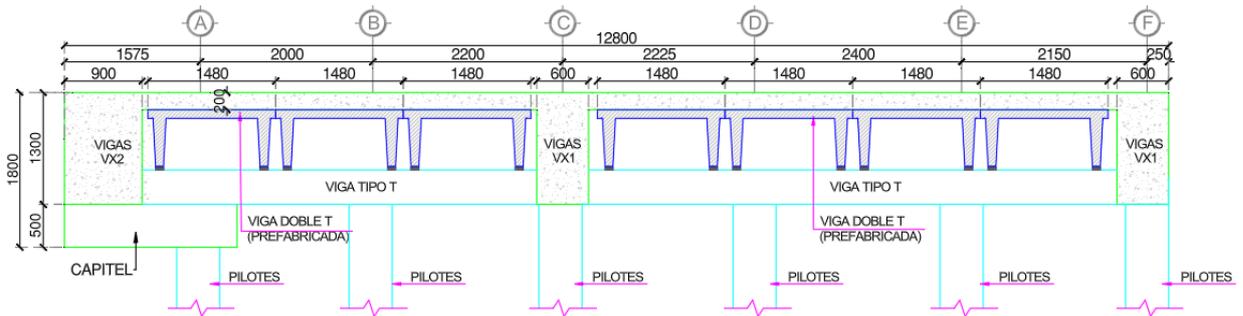


Figura 3.2 Corte transversal, sistema estructural del tablero

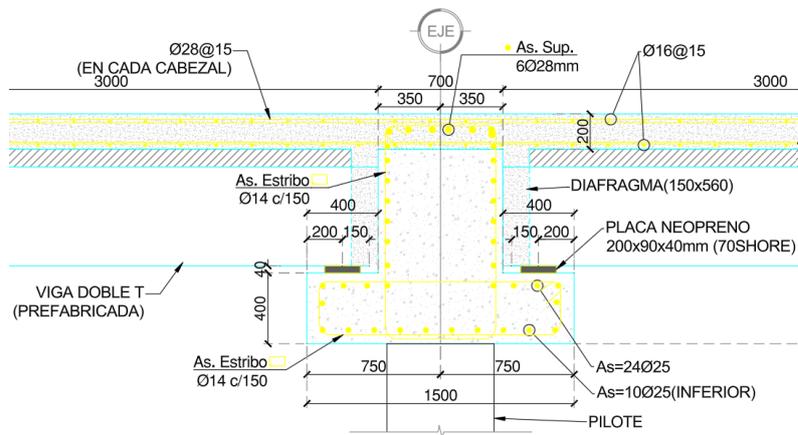
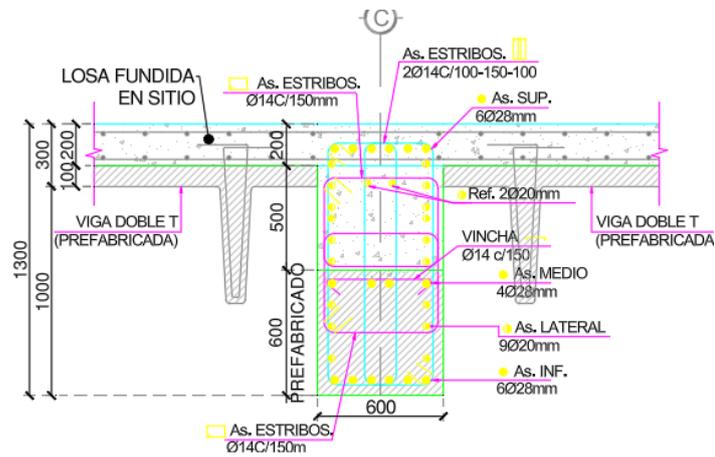


Figura 3.3 Corte transversal, viga VT1



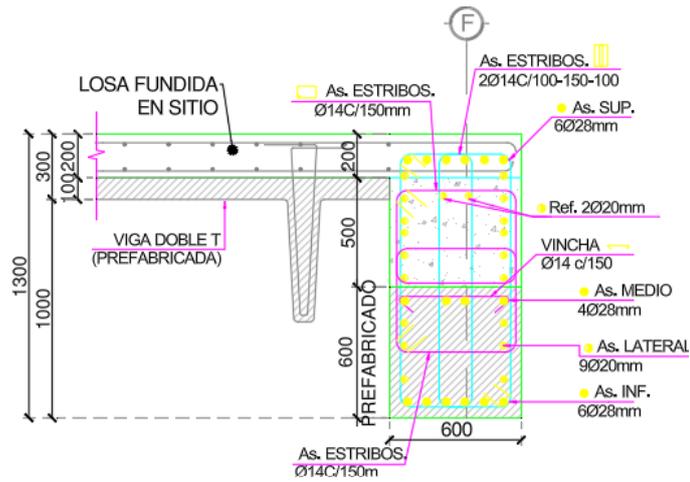


Figura 3.4 Corte transversal VX1, central y de borde.

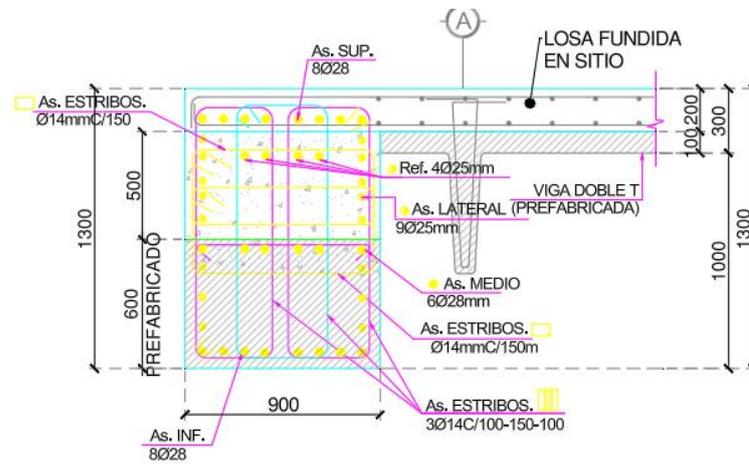
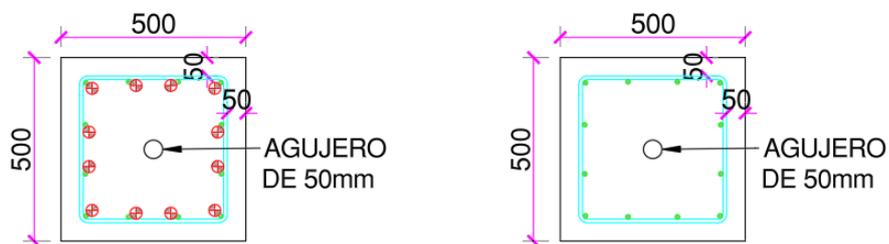


Figura 3.5 Corte transversal viga VX2



- 12Ø1/2" (Torones)
- 12Ø20mm L=6000mm
- 1 Estribo Continuo Ø12mm separado cada 50mm
- $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

- 12Ø1/2" (Torones)
- 1 Estribo Continuo Ø12mm separado cada 100mm

Figura 3.6 Detalle de pilotes de 500 x 500 mm, presforzados con refuerzo en la cabeza

Para trasladar un modelo bidimensional a uno tridimensional, se debe considerar la variable DMF, factor dinámico de amplificación, que dependerá de las dimensiones. Esta variable se explicará en los siguientes capítulos.

### 3.3 Investigación geotécnica

Este subcapítulo define los sondeos ejecutados, características geológicas, secuencias estratigráficas y propiedades de los suelos, para determinar parámetros o correlaciones geotécnicas, que permitan representar posteriormente las rigideces de los suelos en condiciones no lineales ante las incidencias de cargas laterales producto del sismo.

#### 3.3.1 Exploración geotécnica

Las pruebas mecánicas mediante el sondeo de penetración estándar, SPT, se ubican en relación a las dos fuentes disponibles, tal como se ve en la Figura 3.7. El sondeo P-1, tiene una profundidad de ensayo de 27.95 m, considerando que esta prueba fue realizada en el río, los 10 metros superiores del sondeo corresponden al afluente del río. Los sondeos de la fuente 2, S1 es un sondeo ubicado en agua y el S2 es el ubicado en tierra, ligeramente desplazados de la implantación del proyecto.

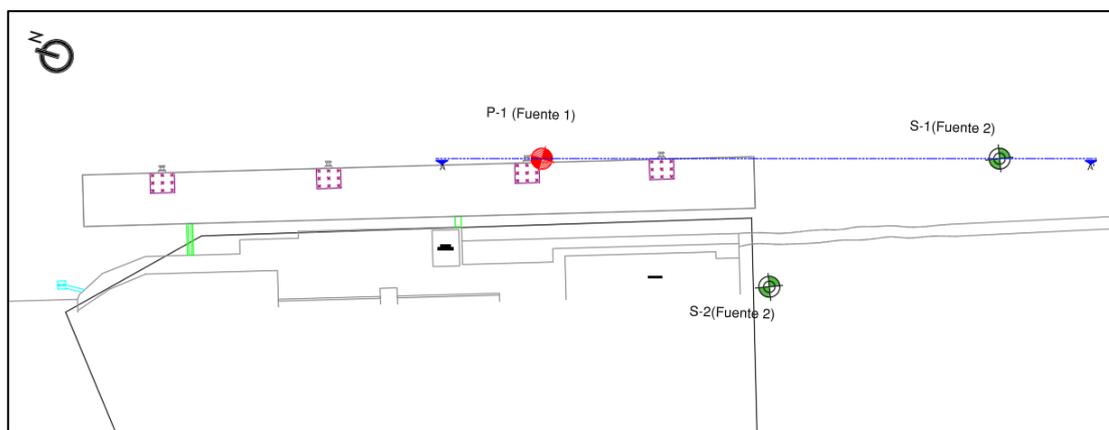


Figura 3.7 Implantación de sondeos mecánicos SPT Fuente 1 y Fuente 2

El sondeo S1, tiene una profundidad de 36 m, donde la capa de agua superior es de 6.00 m, mientras que el S2, tiene una profundidad de 31.00 m, ambos con intercalaciones de suelos finos a granulares de varias consistencias entre blandas a medias. Estos logs, permiten trazar perfiles longitudinales geotécnicos representativos del sector. Sin embargo, el sondeo que se utilizará para el procesamiento y cálculo de propiedades, es el P-1 de la fuente 1, debido a que las características de sus suelos obedecen a terrenos blandos en la parte superior, finalizando con una arena media a densa. Esta condición

es conservadora, debido a que en la estructura se traducirá en mayores demandas, por la flexibilidad del suelo, traduciéndose en la superestructura en grandes deformaciones.

### **3.3.2 Nivel freático**

Estos niveles están influenciados directamente por las mareas de los ríos circundantes al proyecto. Se resumen las principales cotas claves:

- Nivel del muelle: 3.352 msnm
- Nivel de marea máxima: 1.852 msnm
- Nivel de marea medio: 1.082 msnm
- Nivel de la marea mínima: -1.268 msnm

### **3.3.3 Geología regional**

En la costa ecuatoriana se han depositado materiales deltaicos, estos componen las distintas formaciones geológicas de origen marino y de origen sub-litoral continental de la cuenca del Río Guayas.

Las llanuras aluviales están conformadas por pequeñas terrazas de areniscas y limos del periodo cuaternario, que recubren un 95% del sector (Instituto Geofísico Militar, 1974) y que han sido depositados por las corrientes del Río Daule y Babahoyo, junto con las vertientes de los Ríos: Vinces, Los Tintos y Jujan; y junto con los esteros: El Rosario, Buijo, Batán, Paula León y Capacho.

El basamento oceánico, perteneciente a la formación piñón del jurásico cretácico, está conformada por diabasas y basaltos toleíticos fracturados, color verde. En la Figura 3.8 se presentan las zonas de las geologías presentes en el sector, el proyecto se ubica dentro de la zona de aluviales estuarinos bajo la influencia directa del río Babahoyo y de la confluencia del mismo con el Río Daule, formando el Río Guayas. En toda esta zona se depositan actualmente bajo la influencia de las mareas sedimentos estuarinos muy arcillosos y salinos y algo de arenas en bancos como los recientemente formados en las islas Mocolí, isla Celeste o, más cercano al proyecto, el islote El Palmar.

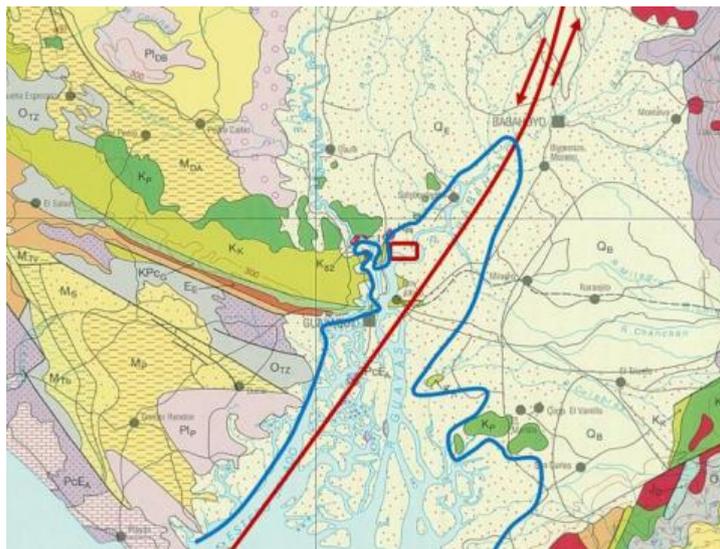


Figura 3.8 Mapa Geológico y alrededores (adaptado del Mapa Geol. 1: 1'000.000 del Ecuador). En color amarillo Q las zonas aluviales y estuarinas. En línea abierta azul los depósitos estuarinos del río Guayas y Babahoyo. En tonos verdes la Cordillera Chongón-Colon

### 3.3.4 Secuencia estratigráfica

Se han utilizado los resultados de los ensayos in-situ para la definición de la secuencia estratigráfica del proyecto, que permitirán posteriormente definir propiedades geotécnicas, como base para la estimación de las curvas p-y

A continuación, se describen las diferentes unidades geotécnicas identificadas del sondeo P-1 (ver Figura 3.9).

- **Unidad geotécnica 1 (UG1):** Ubicada a 8.00 m aproximadamente, por debajo del nivel superior de marea Máxima, cota +1.852 msnm. El lecho del río se ubica a la cota -6.00 msnm, donde a partir de este nivel, se tiene una capa de suelo entre 12 a 16 metros de espesor. La clasificación según SUCS corresponde a un material arcilloso de alta plasticidad, con ciertas intercalaciones de arenas limosas. El porcentaje de humedad (%W) se encuentra entre 55 a 80%, el contenido de finos entre 50 al 90%, el índice plástico (IP) es superior a 50% y el número de golpes,  $N_{60}$ , se encuentra entre 4 a 10. Consistencia blanda a media.
- **Unidad geotécnica 2 (UG2):** Capa de suelo conformada por una arena limosa de consistencia media a densa. El espesor medido por los sondeos mecánicos es de 10 a 15 m, donde a mayor profundidad aumenta su

resistencia. El porcentaje de humedad (W) se encuentra entre los 12% a 40%, tiene un contenido de finos pasante del tamiz #200 menor al 30 %, se considera material No plástico y el número de golpes,  $N_{60}$ , superior a 40.

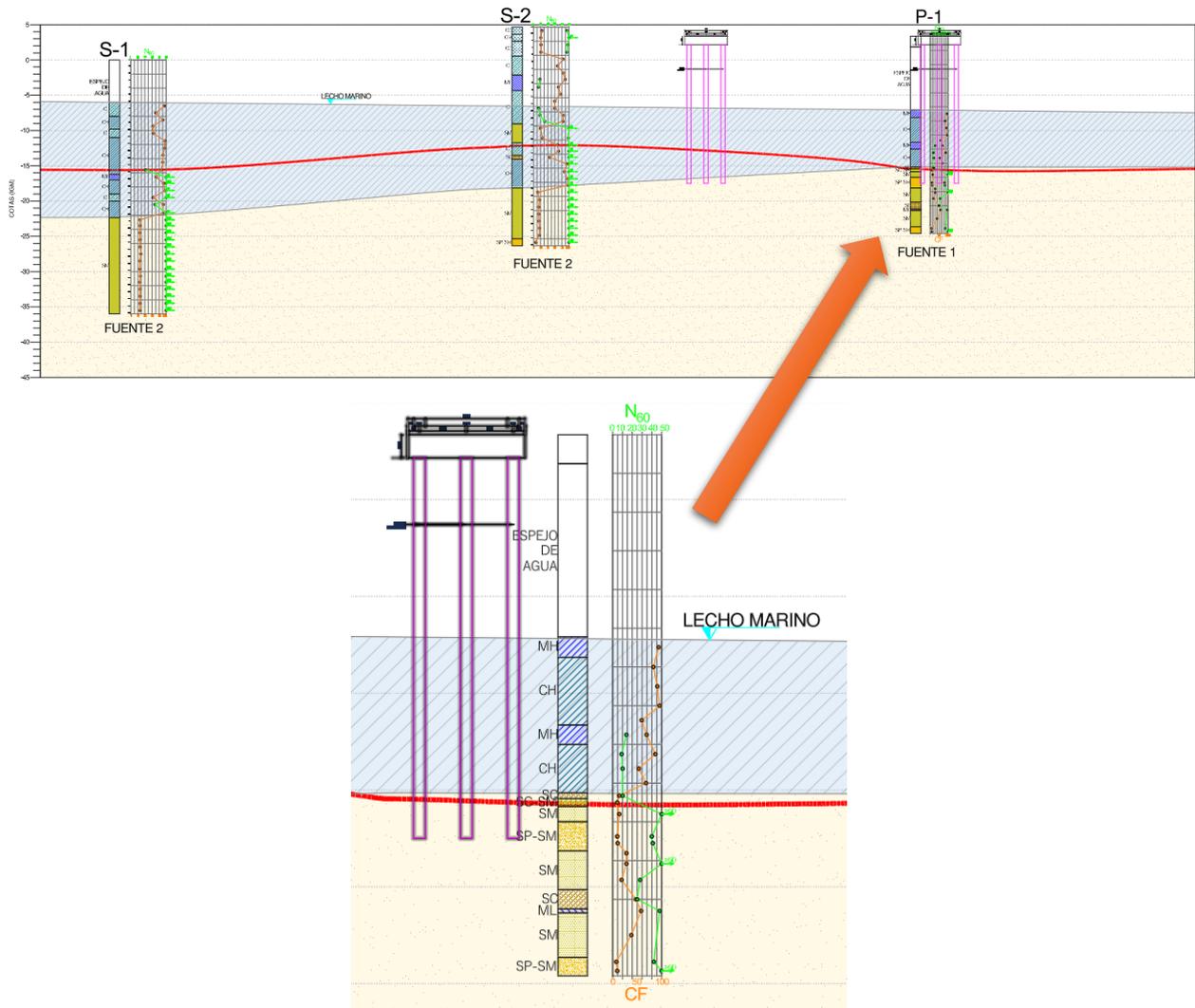


Figura 3.9 Secuencia estratigrafica, perfil longitudinal sondeos P-1, S-1 y S-2

En la Figura **3.9**, se observa un perfil longitudinal realizado con los sondeos disponibles. La unión de estos estratos obedece a características en términos de resistencia y consistencia de las muestras. Los suelos superficiales varían de características medias en los sondeos ubicados en la tierra, fuente 2, a muy blandas en la fuente 1. La línea continua de color roja representa el límite de rechaza conceptual que se considera de los suelos, a partir de 50 golpes o más. En las gráficas tabuladas del lado derecho de las columnas de suelo, se describe en color verde los números de golpes  $N_{60}$ , afectados

por energía y confinamiento y de color naranja el contenido de fino de las muestras, pasante del tamiz 200. En el Anexo 2 se presenta el plano geotécnico.

<b>SONDEO N° P-1</b>												
HOJA 2 de 3												
CLIENTE _____					PROYECTO _____							
CÓDIGO _____					LOCALIZACIÓN <u>DUQUE DE ALBA 2</u>							
FECHA COMIENZO <u>23/09/2021</u> FECHA FINAL <u>24/09/2021</u>					ELEVACIÓN <u>3,352 msnm</u> TAMAÑO de <u>130 mm</u>							
COORDENADAS E: <u>624105,00</u> N: <u>9752658,00</u>					NIVEL FREÁTICO _____							
PERFORACION MÉTODO <u>Lavado y Percusión</u>					AL FINAL DE LA PERFORACION <u>2,27m - 10:48 AM 23/09/2021</u>							
SONDISTA <u>S</u> REG. POR _____					<u>1,50m - 08:10 AM 24/09/2021</u>							
OBSERVACIONES <u>Martillo Tipo Safety</u>					<u>4,62m - 15:10 AM 24/09/2021</u>							
PROF (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	GOLPES (N60)	RESISTENCIA			HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG			
					TORVAJE Su (kPa)	PENETRÓMETRO SUELO (MPa)	COMP. SPT CONF. (MPa)		LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	FINOS (%)
14	[Hatched]	12.50 m. (CH) 0% grava, 9% arena, 91% finos. Arcilla de alta plasticidad. Color gris verdoso.	MS 3		39.9	81.7	107	61	121	46	75	91
		13.50 m. (CH) 0% grava, 4% arena, 96% finos. Arcilla de alta plasticidad. Color gris verdoso.	MS 4		32.7	73.5	61	76	90	37	53	96
		14.50 m. (CH) 7% grava, 34% arena, 59% finos. Arcilla de alta plasticidad. Color gris.	MS 5		17.7	49	-	71	109	36	73	59
16	[Vertical Lines]	15.00 m. (MH) 0% grava, 31% arena, 69% finos. Limo de alta plasticidad. Color gris.	SPT 6	5-8-10 (14)				51	54	32	23	69
		16.00 m. (CH) 0% grava, 13% arena, 87% finos. Arcilla de alta plasticidad. Color gris.	SPT 7	7-5-6 (9)				89	110	41	69	87
		17.00 m. (CH) 1% grava, 46% arena, 53% finos. Arcilla arenosa, de alta plasticidad. Color gris.	SPT 8	7-5-7 (10)				33	62	30	33	53
18	[Diagonal Lines]	17.50 m. (CH) 2% grava, 30% arena, 68% finos. Arcilla arenosa, de alta plasticidad. Color gris.	MS 10		48	112.6	173	40	53	22	32	68
		18.50 m. (BC) 4% grava, 83% arena, 13% finos. Arena arcillosa. Color gris.	SPT 11A/11B	11-10-12 (10)				25	27	19	8	13
		18.80 m. (SC-OM) 2% grava, 69% arena, 9% finos. Arena mal graduada, con limo. Color gris oscuro.	SPT 12	30-27-25 (56)				17	NP	NP	NP	13
20	[Dotted]	19.20 m. (BM) 1% grava, 86% arena, 13% finos. Arena limosa. Color gris oscuro.										
		20.00 m. (SP-OM) 8% grava, 83% arena, 9% finos. Arena mal graduada, con limo. Color gris oscuro.	SPT 13	5-18-20 (40)				21	NP	NP	NP	9
		20.70 m. (SP-OM) 0% grava, 90% arena, 10% finos. Arena mal graduada, con limo. Color gris oscuro.	SPT 14	17-23-17 (41)				16	NP	NP	NP	10
		21.50 m. (BM) 0% grava, 72% arena, 28% finos. Arena limosa. Color gris oscuro.	SPT 15	50-60-10/20m (R)				11	NP	NP	NP	28
22	[Dotted]	21.82 m. (BM) 0% grava, 72% arena, 28% finos. Arena limosa. Color gris oscuro.	SPT 16	20-25-34 (58)				19	NP	NP	NP	28
		22.50 m. (BM) 0% grava, 82% arena, 18% finos. Arena limosa. Color gris oscuro.	SPT 17	16-13-16 (28)				32	NP	NP	NP	18
		23.50 m. (BC) 0% grava, 53% arena, 47% finos. Arena arcillosa. Color gris oscuro.	SPT 18	10-11-15 (25)				37	29	21	8	47

Figura 3.10 Log de perforación ensayo SPT P-1

Adicional, los logs se reportan en plantillas de trabajo, tal como se muestra en la Figura 3.10. En la primera columna se transcribe la definición de los materiales y su clasificación en el sistema SUCS (Sistema unificado de Clasificación del suelo). Luego en columnas posteriores, se definen las propiedades físicas del suelo como contenido de humedad (w%), límite líquido (wl), límite plástico (wp) e índice de plasticidad. Así mismo se puede

observar que los suelos con contenido de finos predominantes presentan contenidos de humedad mayor que suelos con características granulares.

En suelos cohesivos o finos existe la plasticidad, mientras que en los suelos granulares o arenosos tiende a perderse estas propiedades, por lo que se clasifica como material no plástico (NP).

Finalmente se reportan mediciones de números de golpes entre 0.50 a 1.00 metro de profundidad, para definir lo anterior se utiliza un martillo tipo Safety con una masa normada la cual se iza hasta cierta altura, luego se suelta en caída libre contabilizando los números de golpes por cada avance. Se registra la lectura cada 45 cm despreciando por norma los primeros 15 cm debido a la posibilidad de afectación del suelo o remoción producto de la ejecución del mismo ensayo. Se estima que, si se obtiene en el ensayo números de golpes NSPT menores a 10 los suelos son blandos, y si son mayores a 10 los suelos son de consistencia media a densa.

Al finalizar el ensayo se realiza la corrección a los golpes medidos, por energía considerando por lo menos el 60 % de la energía potencial teórica. La misma estará en función principalmente de los equipos, técnicas de ensayo y del tipo de martillo.

### **3.3.5 Propiedades geotécnicas**

Las propiedades son variables e importantes para la definición del sistema de fundación o en la definición de la interacción suelo estructura. Estas se basan principalmente en correlaciones empíricas o son obtenidas mediante la ejecución de ensayos de laboratorio.

En la Figura 3.11 y Figura 3.12, se muestran las propiedades geotécnicas obtenidas a partir de los resultados de la perforación ejecutada P-01.

Las principales variables para el cálculo y definición del tipo de fundaciones se dividen en dos tipos: Variables de resistencia y variables de servicio. Las variables por resistencia corresponden principalmente para suelos granulares el ángulo de fricción interna de las partículas en términos de esfuerzos efectivos y para suelo cohesivos la resistencia a la corte no drenada en términos de esfuerzos totales. Las variables por

servicio dependen principalmente del valor del asentamiento total, siendo este, la suma de las deformaciones elásticas (Suelos granulares) y por consolidación (suelos cohesivos). Los esquemas resumen de las propiedades del suelo se encuentran tabuladas en el Anexo 3, así mismo, para la determinación de los parámetros las formulaciones y autores se encuentran definidos en el capítulo 2, marco conceptual. Para la determinación de las curvas  $p_y$ , los modelos de deformación se basan principalmente en dos factores claves, para arenas, el ángulo de fricción interna de las partículas y para suelos cohesivos o finos, la resistencia no drenada del suelo, “Su”.

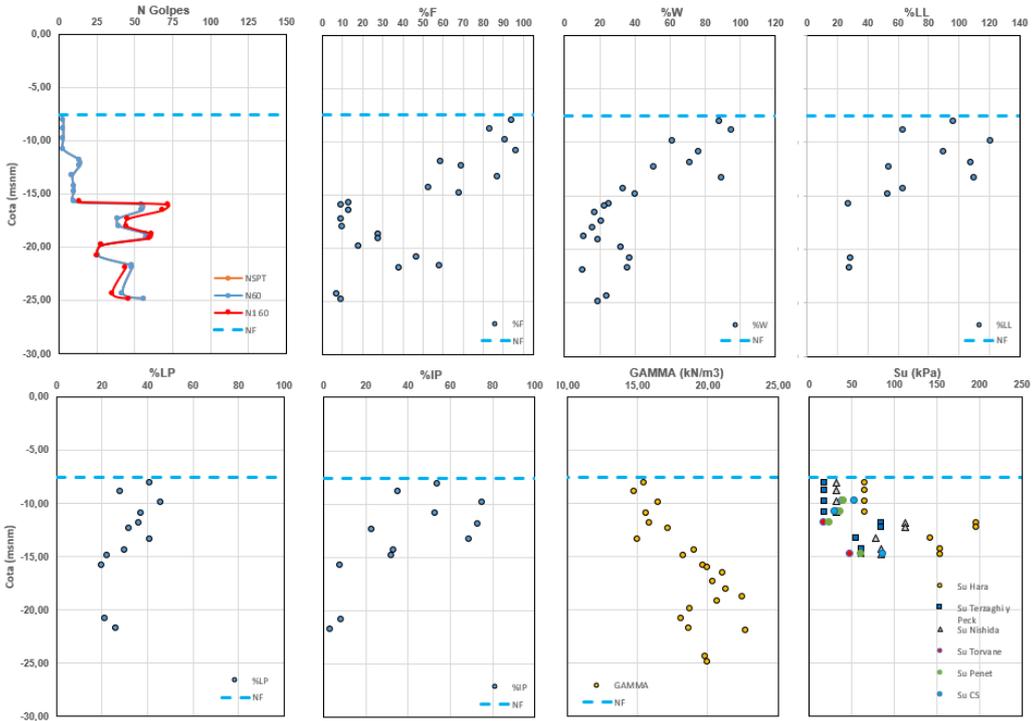


Figura 3.11 Resultados de ensayos in situ (SPT), ensayos de laboratorio y correlaciones del SPT P-1, fuente 1; Número de Golpes (N60), contenido de finos (%F), contenido de humedad

%W), límite líquido (%LL), límite Plástico (LP), índice de Plasticidad (IP), gamma (peso específico del suelo kN/m<sup>3</sup>) y resistencia del suelo no drenada (Su - kPa).

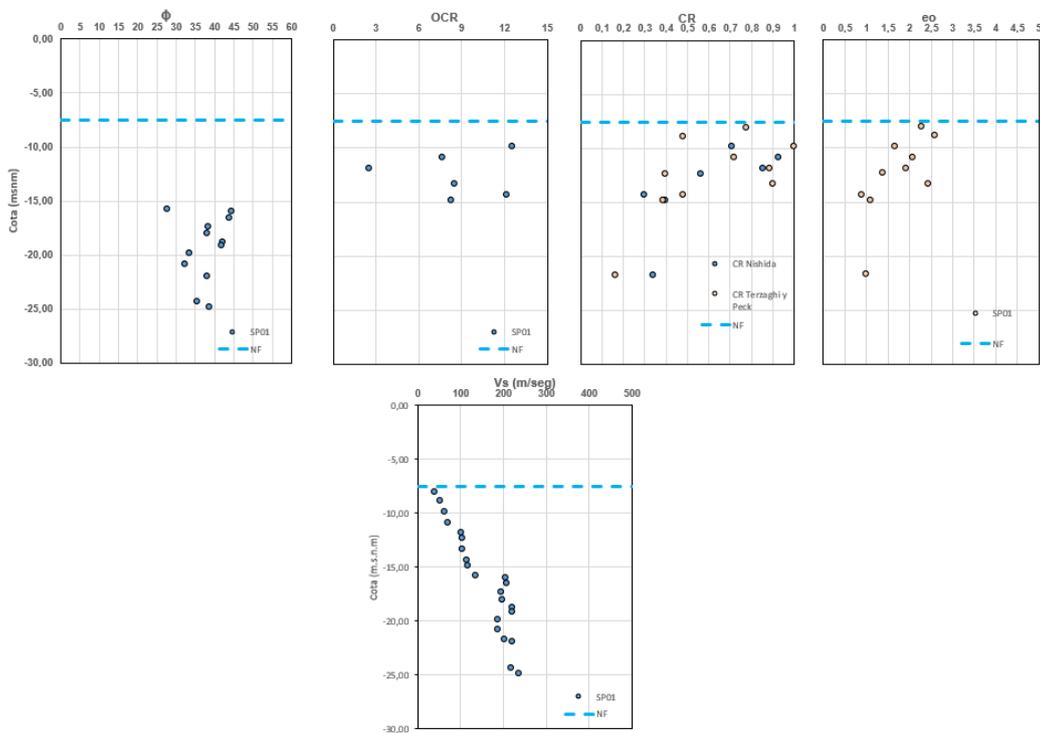


Figura 3.12 Resultados de ensayos in situ (SPT), ensayos de laboratorio y correlaciones del SPT P-1, fuente 1; ángulo de fricción interna de las partículas ( $\phi$ ), Grado de consolidación (OCR), índice de compresión en rama virgen (CR), relación de vacíos inicial ( $e_o$ ) y velocidad de onda de corte ( $V_s$ ).

Los valores de pesos específicos calculados se encuentran en el rango de 15 a 20 kN/m<sup>3</sup>, resistencia no drenada del suelo entre 20 a 100 kPa y los valores de ángulo de fricción interna de las partículas granulares son de 30 a 45 grados. La velocidad de onda de corte se incrementa en profundidad en concordancia con los perfiles y resistencias del suelo calculadas. Tal valor en la parte inferior del sondeo es de 200 m/seg.

### 3.4 Interacción suelo estructura

La interacción suelo estructura considera la flexibilidad del suelo, que estarán en función a la presión pasiva movilizada producto de la carga lateral generada en la superestructura. Los modelos consideran la no linealidad del suelo, donde se observan puntos altos de capacidad y posterior una reducción, con deformación permanente.

#### 3.4.1 Estimación de curvas p-y codificación algoritmo numérico

Para la generación de las curvas esfuerzo deformación a cada profundidad del suelo, se tuvo que desarrollar un código en base a algoritmo numérico, considerando las

propiedades definidas en la Tabla 3.1. Este modelo contempla la serie de paso explicados en el capítulo 2 referidos a los modelos constitutivos, sand by reese y soft clay by matlock. Modelos aplicables para el caso de estudio.

Tabla 3.1 Propiedades de resistencia de suelos para ingreso a algoritmo numérico kN-m

N.ESTRATO	Ho (m)	Dh (m)	Hf (m)	LABEL ESTRATO	Tipo Suelo	P. Especifico(kN/m3)	ARENAS			ARCILLAS			ROCA			LPILE
							Phi(°)	N60	N160	Suo(kPa)	Suff(kPa)	qur(kPa)	RQD	Vs (m/s)	Heq	
1	0,000	2,000	2,000	ARCILLA 1	2	15	0	0	0	1	18	0	0	0	0	
2	2,000	2,500	4,500	ARCILLA 2	2	16	0	0	0	35	20	0	0	0	0,75	
3	4,500	2,000	6,500	ARCILLA 3	2	16	0	0	0	50	55	0	0	0	2	
4	6,500	1,500	8,000	ARCILLA 3	2	18,5	0	0	0	55	65	0	0	0	6,5	
5	8,000	1,000	9,000	ARENA1	1	19	30	10	0	0	0	0	0	0	6	
6	9,000	3,000	12,000	ARENA 2	1	21	40	40	0	0	0	0	0	0	6	

El logaritmo numérico contempla varios modelos de interfase con el suelo, adicional a los utilizados para el perfil del suelo del sondeo P-1. La Tabla 3.1 presenta los distintos rangos de espesores, definido como “Ho” inicio de la capa y variable “Hf”, representa el final de la capa. El tipo de suelo se lo define de acuerdo a la codificación, para suelos tipos arenosos o granulares se asigna la unidad, mientras que, para suelos arcillosos o finos, la asignación es de 2. Las demás columnas representan las propiedades de los suelos en el límite superior e inferior de la estratigrafía. Tales valores son obtenidos en base a las correlaciones de la Figura 3.11 y Figura 3.12, donde se selecciona los valores representativos para cada estrato.

La codificación presenta como asignación los parámetros de entrada, que se basan en la hoja de Excel, donde se tabulan las propiedades de los materiales previamente indicadas. Se debe de definir las siguientes variables:

- **wt**, Profundidad del nivel freático que para nuestro caso todo el suelo está completamente saturado. Por lo tanto, el valor considerado es 0.
- **Ctn**, Cota del terreno natural, con la finalidad de dejar georreferenciado las curvas py en profundidad.
- **Pa**, Presión atmosférica generalmente se lo asigna comúnmente 101.3 kPa
- **g\_w** Peso específico del agua para determinar las fuerzas hidrostáticas.
- **dh** Representa las capas donde se obtendrán las distintas curvas py en profundidad. Generalmente se recomienda un valor mínimo de 0.50 m o múltiplos de 5.
- **dy** Incremento de deformación, valor recomendado 0.01

- **y<sub>max</sub>** Deformación máxima de las curvas esfuerzo deformación, para el caso de estudio se definió un valor de 0.35 m.
- **b** Diámetro o sección transversal del pilote en estudio

Como resultado se obtiene las curvas  $p_y$  en profundidad, tal como se observa en la Figura 3.13, donde la cota -7.50 msnm representa el lecho marino y la cota -19.00 msnm es el nivel de la punta del pilote. A una mayor profundidad la capacidad de la presión pasiva es mayor que las curvas calculadas de manera superficial. Dando un valor máximo de 3700 kN.

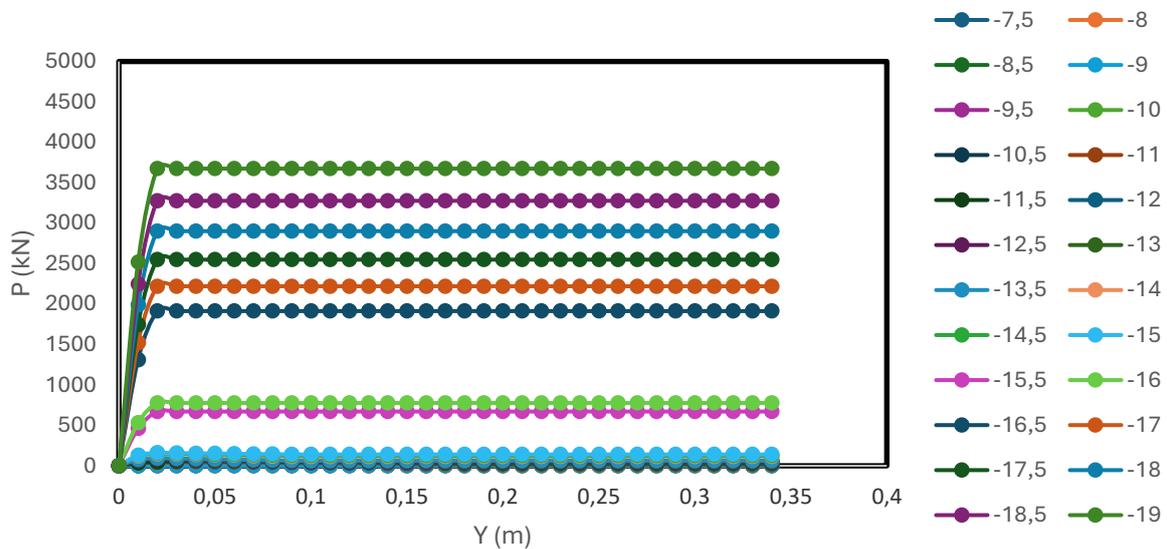


Figura 3.13 Curvas p-y a distintas profundidades según el tipo de suelo sondeo P-01

Para obtener de la tabulación de curvas  $p_y$  la variable de rigidez efectiva, en el software de elementos finitos, se considera la presión pasiva movilizada (kN) entre una deformación (Y) de 0.05 m. Este procedimiento se aplica para cada curva esfuerzo deformación en función a su profundidad. Para mayor detalle el código se presenta en el Anexo 4.

### 3.4.2 Modelo matemático estructural

El modelo matemático está conformado principalmente por elementos tipo "frame", que se representan mediante líneas rectas, que conectan 2 nodos para modelar sistemas planos y tridimensionales (CSI, 2017). Utiliza una formulación general de columnas y vigas que incluye los efectos principales de flexión biaxial, torsión, deformación biaxial y por corte. (CSI, 2017). En la Figura 3.14, se muestra la interfaz numérica en 2

dimensiones. El elemento situado en la parte superior es la viga vt1, discretizada en los distintos tramos que forman el tablero. Los elementos de color Cyan, son los pilotes con las dimensiones de 500 x 500 mm, afectados por condiciones de agrietamientos de 0.24. La asignación de los elementos estructurales se puede visualizar en la Figura 3.15. El valor de afectación de la inercia, fue obtenido basándose en los momentos plásticos y las curvaturas de fluencias de distintas cargas axiales. Se comparó el agrietamiento del pilote de hormigón armado y pilote presforzado, dando como crítico el último citado. Ver Tabla 3.2 y Tabla 3.3. la definición de “Icr”, corresponde a la inercia agrietado de los elementos e “I<sub>g</sub>”, a la inercia gruesa.

El nudo estructural de acople de los pilotes con la viga carril, se implementó lo sugerido por el ASCE 61-14, donde se considera una zona rígida hasta el center line de la viga y una zona de transición del plug del concreto, “I<sub>sp</sub>”, el cual puede adoptarse como la misma sección del pilote de concreto armado con refuerzo dulce. La longitud de penetración de tensión se la estimó como  $L_{sp} = 0.10f_ye d_b = 130 \text{ mm}$ , donde  $f_ye$  es la resistencia a fluencia del acero esperado y  $d_b$  es el diámetro del dowelled.

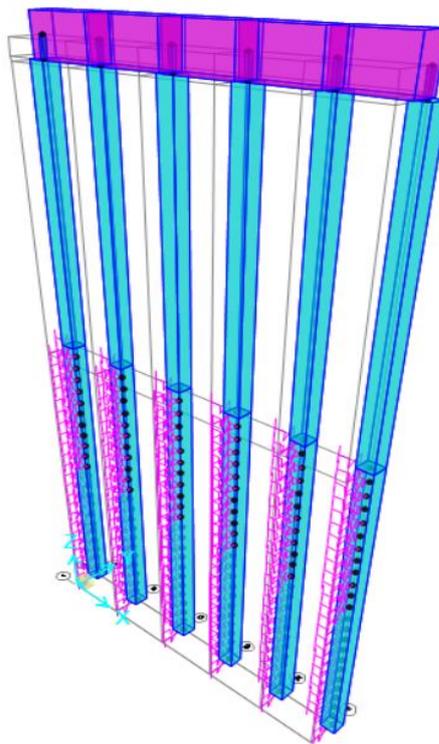


Figura 3.14 Modelo estructural bidimensional extrude

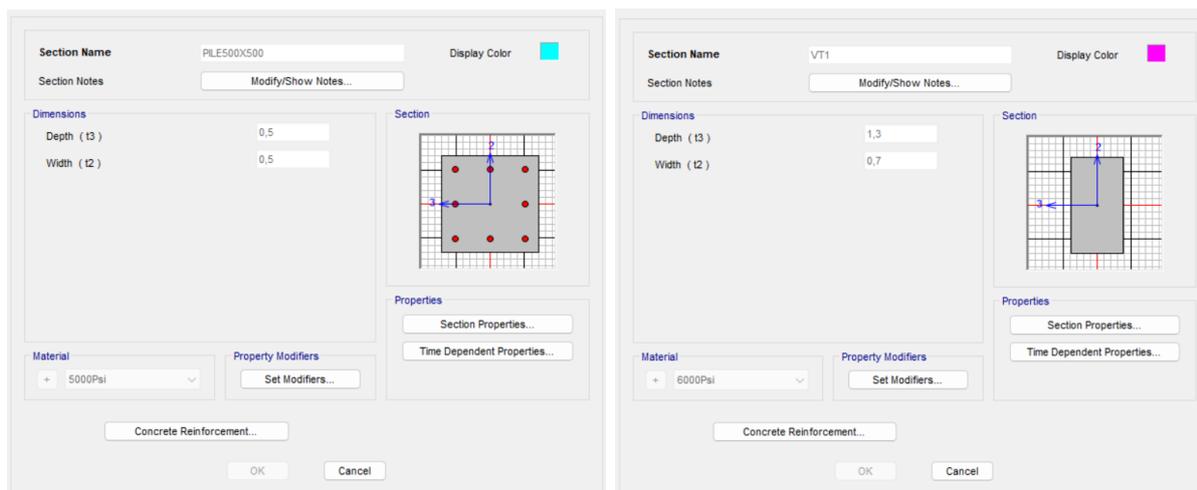


Figura 3.15 Secciones tipo frame, pilotes 500 x 500 mm y viga transversal de soporte 700 x 1300 mm

Tabla 3.2 Agrietamiento promedio pilote de hormigón armado en función del momento plástico y curvatura de fluencia

PILOTE DE HORMIGON ARMADO				
P (kN)	Mp(kN-m)	$\phi_y$ (1/m)	Icr (m4)	Icr/Ig
1000	380,93	0,01164	0,001	0,20
500	456,6	0,01075	0,001	0,26
0	527,67	0,01066	0,002	0,30
-1000	612,64	0,01064	0,002	0,35
-2000	670,7	0,01073	0,002	0,38
-3000	742,8	0,01171	0,002	0,38
-4000	789,8	0,01299	0,002	0,37
			AVP	<b>0,32</b>

Tabla 3.3 Agrietamiento promedio pilote de hormigón presforzado en función del momento plástico y curvatura de fluencia

PILOTE PRESFORZADO				
P (kN)	Mp(kN-m)	$\phi_y$ (1/m)	Icr (m4)	Icr/Ig
1000	242,58	0,01071	0,001	0,14
500	318,88	0,01051	0,001	0,18
0	374,56	0,01047	0,001	0,22
-1000	484,71	0,01178	0,001	0,25
-2000	571,6	0,01437	0,001	0,24
-3000	573,98	0,0112	0,002	0,31
-4000	531,18	0,008856	0,002	0,36
			AVP	<b>0,24</b>

Se estableció 2 secciones a nivel de análisis de los pilotes, debido a que generalmente en la zona de descabezado de los pilotes, se pierde la fuerza del presfuerzo, esta zona

queda expuesta, en la zona máxima de momentos. Por lo tanto, es común observar refuerzos en la parte superior, que suplan esta deficiencia y adicional estas varillas garanticen una adecuada longitud de anclaje.

En la Figura 3.14, a partir de la cota -7.50 msnm, se dispone las curvas  $p_y$ , definidas como elemento "multilinear elastic" cada 50 cm en profundidad. Así mismo, a la cota -19.00 msnm, para tener convergencia en los análisis se coloca un roll, donde se permita el desplazamiento lateral en  $u_1$  y  $u_2$ , y se restrinja la componente vertical  $u_3$ .

Adicional, se deben de definir los distintos materiales utilizados para el análisis, estos valores corresponden a un hormigón con una resistencia a la compresión a los 28 días de 350 kg/cm<sup>2</sup>, acero dulce de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, material esperado de 4600 kg/cm<sup>2</sup> y las características del cable de presfuerzo con un  $f_y$  de 17000 kg/cm<sup>2</sup> y un  $f_u$  de 18900 kg/cm<sup>2</sup>. Ver Figura 3.15.

The image shows two side-by-side panels of material property settings. The left panel is for a concrete material named '5000Psi' and the right panel is for a rebar material named 'A615Gr60'.

Property	Concrete (5000Psi)	Rebar (A615Gr60)
Material Name and Display Color	5000Psi	A615Gr60
Material Type	Concrete	Rebar
Material Grade	f <sub>c</sub> 5000 psi	Grade 60
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	2,403E-03	7,849E-03
Mass per Unit Volume	2,450E-06	8,004E-06
Modulus Of Elasticity, E	283372,82	2038901,9
Poisson, U	0,2	0,3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9,900E-06	1,170E-05
Shear Modulus, G	118072,01	
Specified Concrete Compressive Strength, f <sub>c</sub>	351,5348	
Expected Concrete Compressive Strength	351,5348	
Minimum Yield Stress, F <sub>y</sub>		4218,4178
Minimum Tensile Stress, F <sub>u</sub>		6327,6266
Expected Yield Stress, F <sub>ye</sub>		4640,2595
Expected Tensile Stress, F <sub>ue</sub>		6960,3893

General Data	
Material Name and Display Color	A416Gr270
Material Type	Tendon
Material Grade	Grade 270
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7,849E-03
Mass per Unit Volume	8,004E-06
Units	
	Kgf, cm, C
Uniaxial Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	2003748,4
Poisson, U	0,
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	
Other Properties For Tendon Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	17232,237
Minimum Tensile Stress, Fu	18982,88

Figura 3.15 Materiales asignados al modelo numérico, resistencia a la compresión de concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , acero de fluencia del acero de refuerzo,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y acero de presfuerzo,  $f_u = 18900 \text{ kg/cm}^2$ .

Como complemento a la definición de secciones tipo frame, se utilizó la herramienta Section Designer (SD) disponible en el software de análisis numérico. Esta herramienta permite modelar las propiedades, armados y detallar el confinamiento de los estribos con sus respectivos diámetros y separaciones, ver Figura 3.16. En el pilote de 500x500, se ingresó los refuerzos longitudinales de 22 mm, considerando un recubrimiento de 6 cm hasta la barra longitudinal. Como modelo constitutivo se utilizó Mander confinado con esfuerzo de fluencia del refuerzo de 60 ksi, donde se definió el diámetro del estribo de 12 mm, la separación de 50 mm y números de ramas de 2. Tal como se observa en la Figura 3.17.

Para el caso de los pilotes presforzados, se asigna las propiedades de los materiales al acero longitudinal de cable de presfuerzo con un  $f_u = 270 \text{ ksi}$ . Se debe calcular las fuerzas de precompresión de los tendones que se reportan en el Anexo 5, dando un valor por torón de 11.50 toneladas. Las propiedades para considerar el elemento confinado son similares al de hormigón armado, con la excepción de que estos pilotes tienen separaciones mayores de los estribos de 100 mm. Ver Figura 3.18.

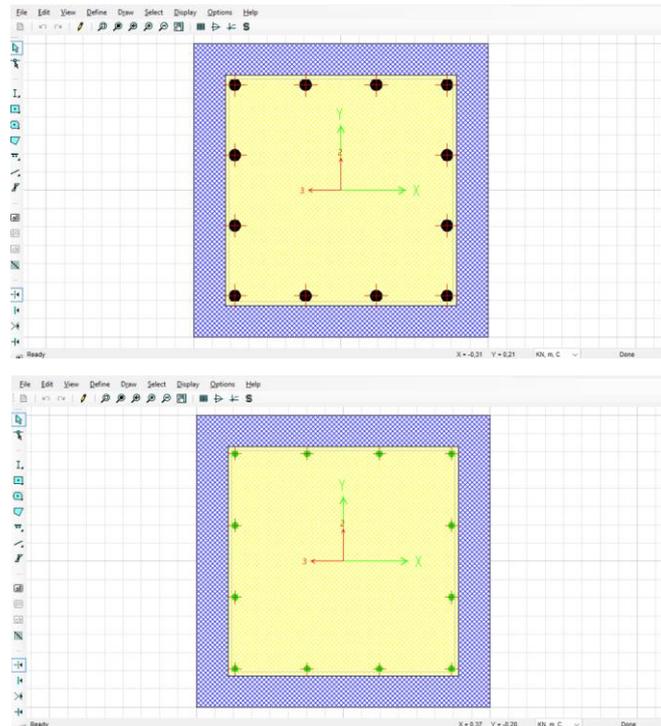


Figura 3.16 Section designer pilotes de hormigón armado y presforzado, software de modelación numérica.

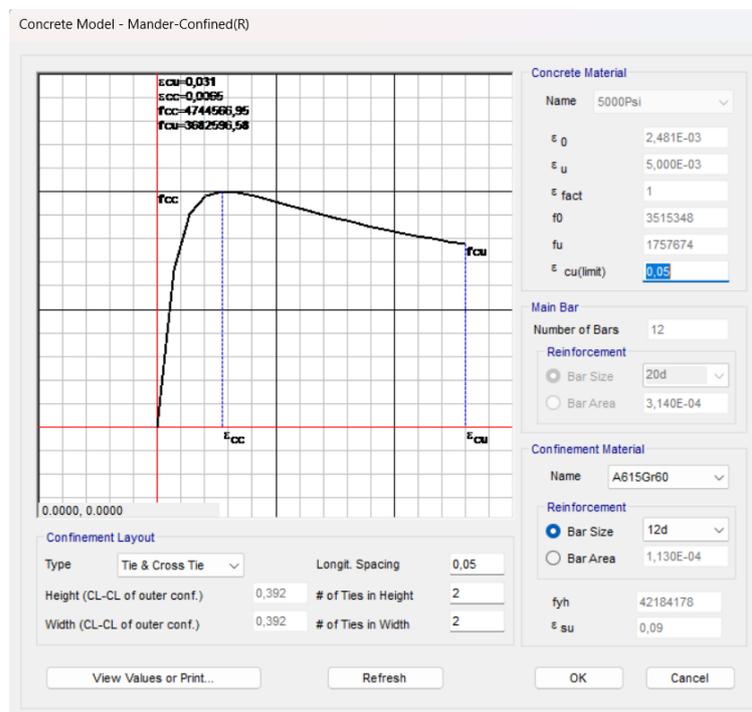


Figura 3.17 Propiedades Section Designer confinamiento modelo Mander pilote Hormigón armado sin presfuerzo de 500 x 500 mm.

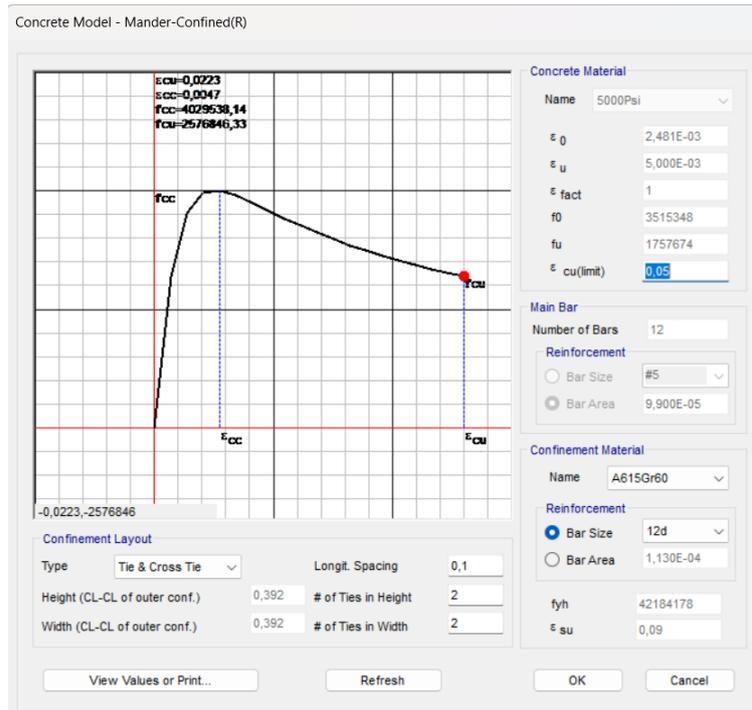


Figura 3.18 Propiedades Section Designer confinamiento modelo Mander pilote Hormigón presforzado 500 x 500.

Para la definición de los Backbones – curvas esqueleto, es necesario construir los diagramas momentos curvaturas, donde en función a distintas cargas axiales aplicadas, se obtenga la capacidad lineal y no lineal de los elementos estructurales en estudio. Dentro de estos diagramas se identifican el punto máximo de agrietamiento, fluencia o cedencia y momento último. En la Figura 3.19 y Figura 3.20, se muestra la interfase de cálculo de estos diagramas obtenidos del software de análisis numérico con elementos finitos de las dos secciones en análisis para una carga a compresión de 1000 kN. Así mismo, se calcula la curva bilineal aproximada, representativa al comportamiento de la sección, siendo el valor máximo el momento plástico. En la parte superior derecha, se muestra para estas condiciones de esfuerzo la distribución de los diagramas de deformación dentro de la trayectoria de la curva, referido a la deformación del concreto y la del acero.

Finalmente, los parámetros principales para la generación de las curvas esqueleto son:

- $\Phi_{i-yield}$  (idealized) = Curvatura de fluencia idealizada, diagrama bilineal
- Max curvature = Máxima curvatura al punto de falla
- $M_p$  = Momento plástico de la sección

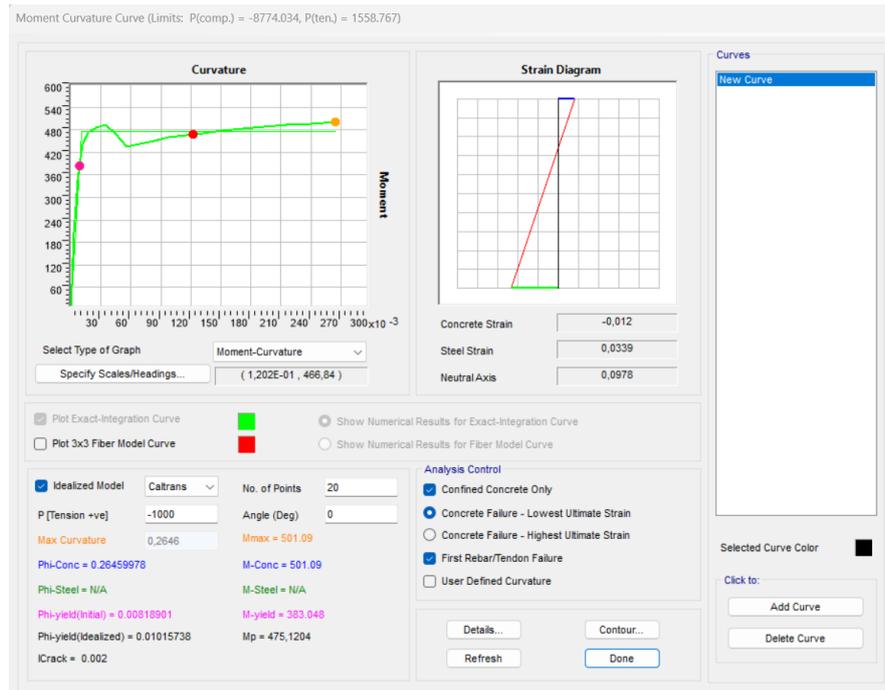


Figura 3.19 Diagrama momento curvatura  $P_u = -1000$  kN, pilote hormigón armado de 500 x 500 mm, con refuerzo dulce 12 fi 20 mm

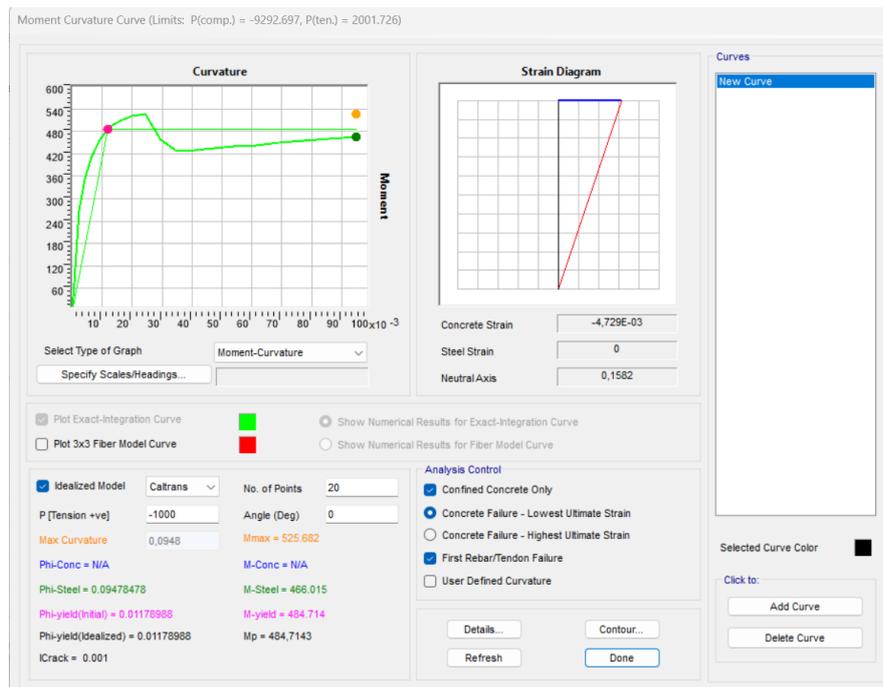


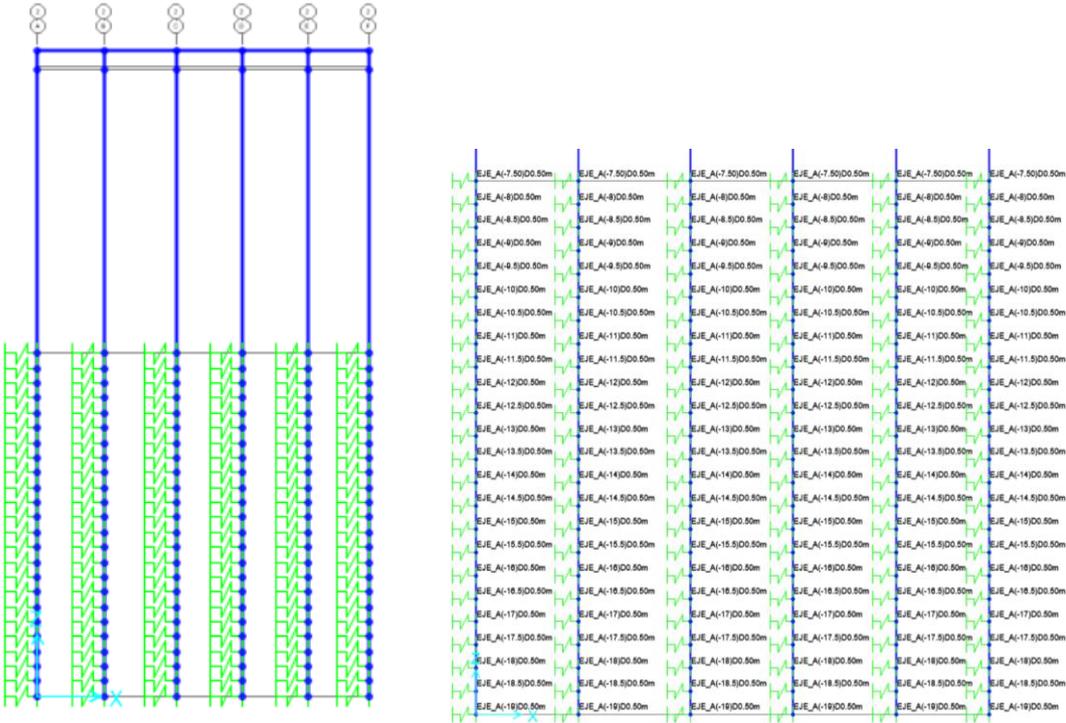
Figura 3.20 Diagrama momento curvatura  $P_u = -1000$  kN, pilote hormigón presforzado de 500 x 500 mm, con refuerzo 12 torones de 0.5 in

Se consideró un diagrama momento curvatura similar para las vigas VT1, para calcular el momento plástico, dando una capacidad para el momento positivo y negativo superior a los pilotes. Estos elementos de tablero, generalmente son diseñados por capacidad,

con el criterio de que no se generen rotulaciones plásticas en la parte superior, sino en los pilotes, criterio viga fuerte columna débil. El criterio es contrario al de edificaciones convencionales con sistemas porticados. Por tal motivo, la orientación y asignación de la rotulas plásticas será enfocado en las distintas secciones de los pilotes.

### 3.4.3 Incorporaciones curvas py modelo estructural

El código utilizado para el cálculo de las curvas p-y en distintas profundidades, genera un archivo en Excel formato xls, donde la primera fila corresponde a los desplazamientos entre 0 y 0.35 m (rango máximo seleccionado dentro de la codificación), las demás filas presentan los valores de las fuerzas movilizadas pasivas en kN, por cada profundidad y para cada deformación. Esta información se procesa y se generan las gráficas de la Figura 3.13. Dentro del modelo matemático se generan los distintos nodos, considerando el primer link a 6 pulgadas desde el lecho marino, a 7.50 msnm. A partir de este vertice, se discretizan varios puntos en profundidad a 50 cm hasta la cota -19.00 msnm. Tal como se observa en la Figura 3.21.



**Figura 3.21 Asignación de curvas py en profundidad modelo matemático**

Posterior se crean los distintos links con la asignación multilinear elastic, para cada profundidad, congruente a las estimaciones del código, asignando los valores U2 y U3, en condiciones simétricas. Tal como se presenta en la Figura 3.22.

Link/Support Type: MultiLinear Elastic

Property Name: EJE\_A(-19)D0.50m

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters:
 

- Shear Couple
- Equal End Moments
- Advanced

 Modify/Show

Total Mass and Weight:
 

Mass	0,	Rotational Inertia 1	0,
Weight	0,	Rotational Inertia 2	0,
		Rotational Inertia 3	0,

Factors For Line, Area and Solid Springs:
 

Property is Defined for This Length in a Line Spring	1,
Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs	1,

Directional Properties:

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Buttons: Fix All, Clear All

Stiffness Options:
 

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases	Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear
Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping	Initial Stiffness (K0)
Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor	1,

Buttons: OK, Cancel

Identification

Property Name: EJE\_A(-19)D0.50m

Direction: U2

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases:
 

Effective Stiffness	73497,66
Effective Damping	0,

Shear Deformation Location:
 

Distance from End-J	0,
---------------------	----

Multi-Linear Force-Deformation Definition:

	Displ	Force
1	-0,34	-3674,88
2	-0,33	-3674,88
3	-0,32	-3674,88
4	-0,31	-3674,88

Buttons: Order Rows, Delete Row, Add Row 70

Buttons: OK, Cancel

Edit

Identification

Property Name: EJE\_A(-19)D0.50m

Direction: U3

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases:
 

Effective Stiffness	73497,66
Effective Damping	0,

Shear Deformation Location:
 

Distance from End-J	0,
---------------------	----

Multi-Linear Force-Deformation Definition:

	Displ	Force
1	-0,34	-3674,88
2	-0,33	-3674,88
3	-0,32	-3674,88
4	-0,31	-3674,88

Buttons: Order Rows, Delete Row, Add Row 70

Buttons: OK, Cancel

Figura 3.22 Generación de curvas p-y, cota -19.00 msnm, software de análisis numérico, multilinear elastic. Unidades: kN-m

Se debe definir dentro de las propiedades los desplazamientos y fuerzas positivos y negativos, adicional el valor de rigidez efectiva, obtenido de la división de la fuerza a un desplazamiento de 0.05 m en unidades kN/m, cuyo valor es representativo a condiciones de análisis en estados lineales del suelo. Posterior a esta condición el suelo

experimentará degradación contribuyendo su aporte en el rango no lineal. Solo se han realizado los análisis para las condiciones nominales del suelo.

### 3.5 Evaluación estructural

En este capítulo se explicará las distintas asignaciones y verificaciones. Como las estimaciones de las cargas gravitacionales, sísmicas, modelamiento de las curvas backbones, determinación de la curva de capacidad y verificación de los objetivos de desempeño.

#### 3.5.1 Definición de cargas

##### 3.5.1.1 Patrones de cargas

Las principales cargas que afectarán los componentes estructurales son el peso propio del pórtico estructural (Pilotes y viga vt1), módulos transversales de carga como tableros de vigas doble T, Losa de remate superior y vigas transversales de amarre, vx1 y vx2. En la Figura 3.23 y Figura 3.24, se presentan los patrones de cargas y casos de cargas definidos en el software de análisis numérico.

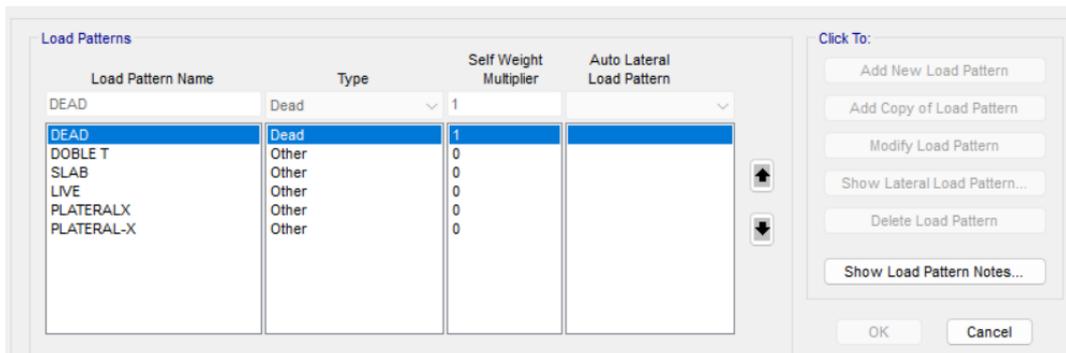


Figura 3.23 Patrones de cargas definidos en el software de análisis numérico

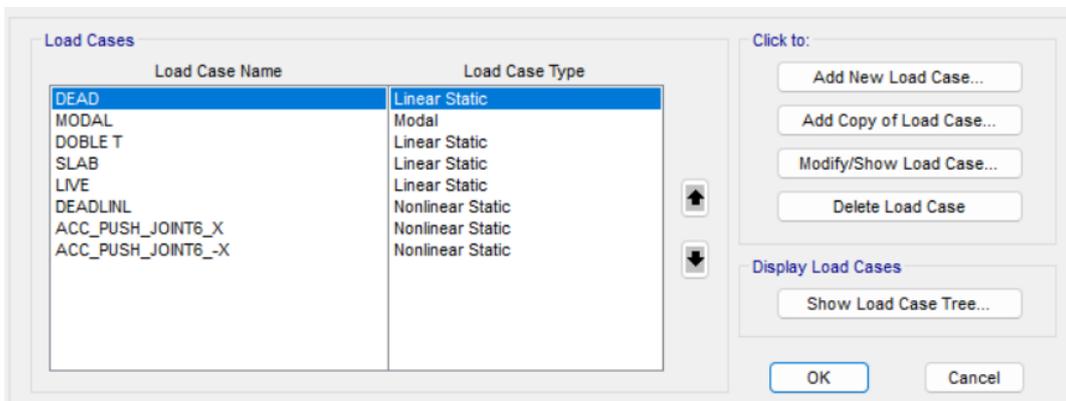


Figura 3.24 Casos de cargas definidos en el software de análisis numérico

En los casos de carga el peso propio tiene un factor multiplicador de uno, es decir, considera dentro del análisis el peso propio de marco estructural. Así mismo se debe definir un estado modal, por lo menos 3 modos por cada grado de libertad, para este caso se adoptó 12 modos. También, para los análisis no lineales se genera un estado de carga gravitacional no lineal y un estado de Pushover análisis estático no lineal considerando un esquema de aceleraciones. Estas asignaciones se presentan en la Figura 3.25 y Figura 3.26 respectivamente.

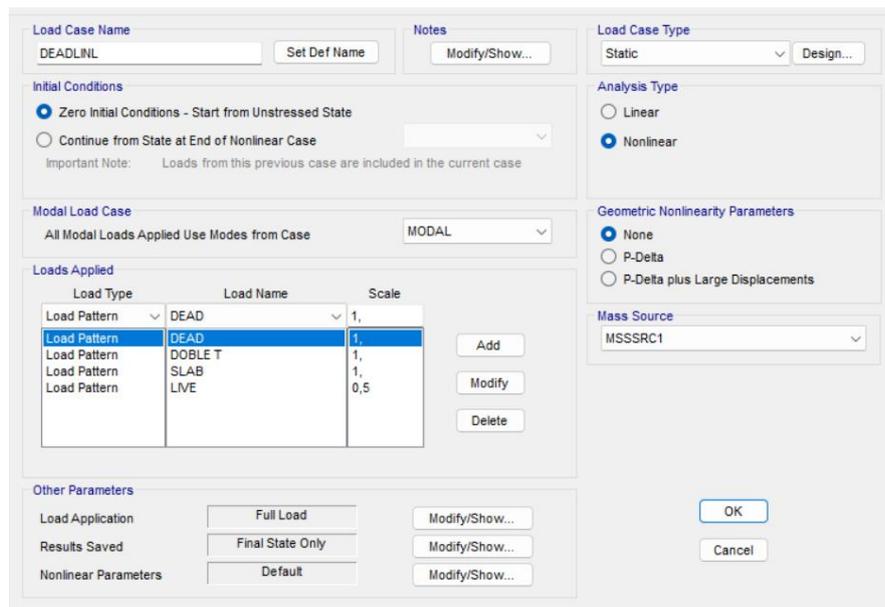


Figura 3.25 Casos de cargas Gravitacional no lineal, en el software de análisis numérico

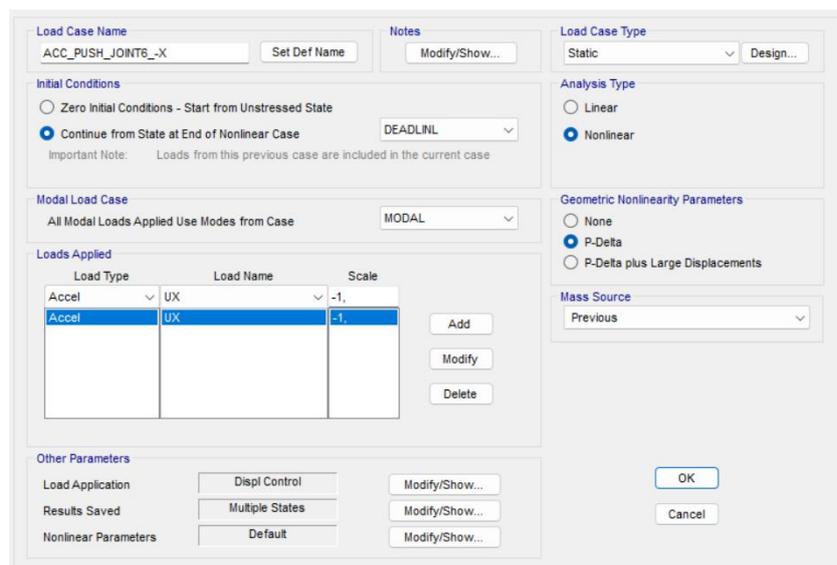


Figura 3.26 Casos de cargas Pushover aceleraciones en el software de análisis numérico  
Para este caso de análisis no lineal la aplicación de carga se ha considerado un control de desplazamiento conjugado, DOF U1, joint 6 y un desplazamiento de control de 1.5 m.

en los resultados guardado se definió un caso de estados múltiples con un mínimo y máximo de 100 step. Finalmente, los parámetros no lineales no fueron alterados manteniendo sus asignaciones por default.

### 3.5.1.2 Cargas sobre impuestas

Se realizó una simplificación en el modelo matemático, considerando un análisis en 2 dimensiones, por lo tanto, para el pórtico de interés, se debe ver reflejado las cargas puntuales y distribuidas de los demás elementos colindantes. En la Tabla 3.4, se desglosa las distintas cargas por elementos secundarios que afectan el pórtico de análisis. Los anchos tributarios considerados son de 10.80 m hacia el oeste y 8.90 m hacia el este, dando un ancho efectivo de distribución de carga de 9.85 m. Adicional a las cargas mencionada al inicio del capítulo de consideró una carga por mantenimiento y relleno de 2.36 ton/ml. Transversal al pórtico, las vigas de amarre vx1 y vx2 generan un esfuerzo puntual de 18.44 y 27.7 ton, respectivamente.

Tabla 3.4 Cálculo de cargas sobreimpuestas por ancho de influencia Eje 9

<b>peso especifico hormigón</b>		2400	kg/m3		
<b>carga viva</b>		3500	kg/m2		
<b>L1</b>	10,8	m		Lado de aporte izquierdo	
<b>L2</b>	8,9	m		Lado de aporte derecho	
<b>L3</b>	12,8	m		Lado transversal del muelle	
<b>a vx1</b>	0,6	m		ancho viga vx1	
<b>b vx1</b>	1,3	m		alto viga vx1	
<b>a vx2</b>	0,9	m		ancho viga vx2	
<b>b vx2</b>	1,3	m		alto viga vx2	
<b>A.inf</b>	9,85	m		Ancho de influencia	
<b>e. losa sup</b>	0,2	m		espesor de losa de remate superior	
<b>A.t.Losa</b>	2,14	m2		Area transversal de losa e 200 mm	
<b>A.t.viga T</b>	1,96	m2		Area transversal de vigas doble T	
<b>Pt vx1</b>	18,44	ton		Carga puntual vx1	
<b>Pt vx2</b>	27,7	ton		Carga puntual vx2	
<b>qt_db_T</b>	3,62	ton/ml		Carga distribuida doble T eje 9	
<b>qt_Losa</b>	3,95	ton/ml		Carga distribuida losa maciza eje 9	
<b>qt_ad_dead</b>	2,36	ton/ml		Carga distribuida losa maciza eje 9	
<b>qt_live</b>	34,5	ton/ml		Carga viva distribuida eje 9	

### 3.5.1.3 Masa reactiva sísmica

Corresponde a la masa que se activa durante la respuesta dinámica de la estructura. Para nuestro proyecto corresponde a toda la carga permanente, muerta y un 50% de la carga viva, que corresponde a cargas vehiculares, grúas de cargas, reach stakers entre

otras, las cuales estarán durante la operatividad del muelle. En la Figura 3.27, se presenta la asignación de la masa reactiva en el software numérico.

Load Pattern	Multiplier
DEAD	1,
DOBLE T	1,
SLAB	1,
LIVE	0,5

Figura 3.27 Masa reactiva sísmica asignada en el software de análisis numérico

Cuando ocurre un sismo, las fuerzas inerciales en la estructura se producto de las aceleraciones del suelo y los pesos inherentes, actuantes. No toda la masa de la estructura responde de manera uniforme, su participación depende de factores como la distribución de cargas, configuración geométrica, rigidez, y las características sismo dinámicas de la estructura.

#### 3.5.1.4 Amenazas sísmicas

La normativa ASCE 61-14, establece 3 sismos de control para la obtención de la demanda sísmica, los cuales corresponde al sismo “**OLE**”, Sismo de nivel operacional con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años, con un periodo de retorno de 72 años, sismo “**CLE**”, Sismo de nivel de contingencia, probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, periodo de retorno de 475 años y sismo “**DE**”, seguridad de vida, probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, periodo de retorno de 2500 años. Para la definición de estas amenazas sísmica, se utilizó la normativa NEC-15, para construir el espectro de diseño para los distintos periodos de retorno con suelo tipo E, según la

información recopilada del estudio de suelo. En la Figura 3.28, se grafican tales amenazas sísmicas.

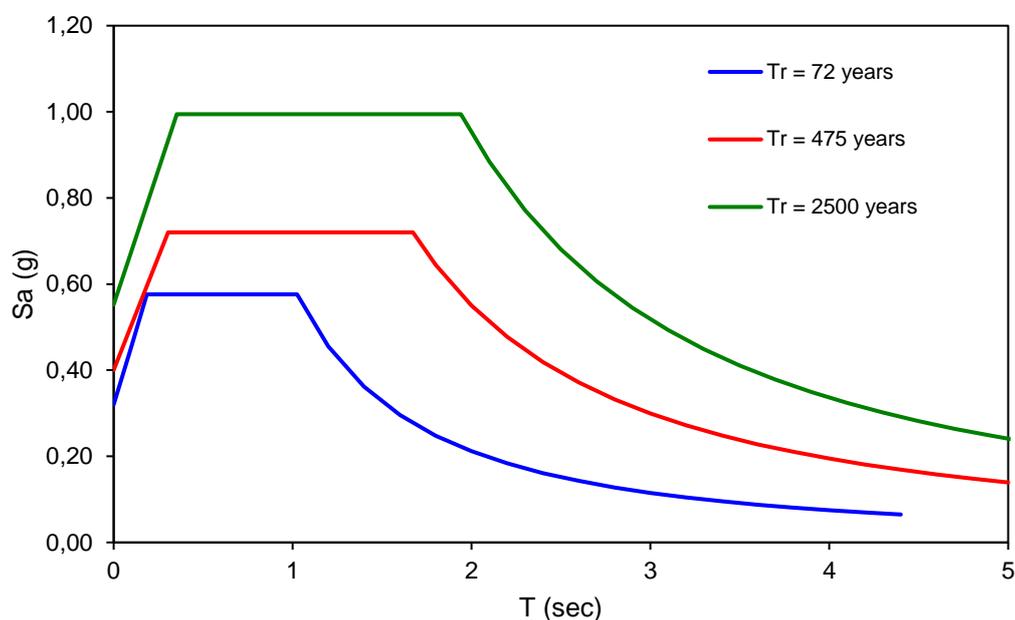


Figura 3.28 Espectro de respuesta elástica según NEC-15, para los períodos de retorno de Tr = 72 años (OLE), Tr = 475 años (CLE) y Tr = 2500 años (DE)

El procedimiento para la generación de los espectros elásticos para el sismo de 475 años, sus variables se encuentran tabuladas en NEC-SE-DS, sin embargo, para otros períodos de retornos se debe hacer uso de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil, con la finalidad de obtener el valor de PGA y con este valor poder interpolar las variables “Fa”, factor de amplificación del suelo en periodo corto, “Fd”, factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento en roca y “Fs”, factor de comportamiento no lineal de los suelo. Los valores de PGA (Peak Ground Acceleration) obtenidos para Tr= 72 y Tr= 2500 años, son 0.2g y 0.65g, respectivamente, ver Figura 3.29 a Figura 3.31. También, la tasa anual de excedencia se lo estima considerando el inverso del periodo de retorno. Ver procedimiento Anexo 6.

Los factores calculados recalculados Fa, Fd y Fa, son:

**Tr = 72 años:**

- Fa = 1.60
- Fd = 1.925
- Fs = 1.55

**Tr = 2500 años:**

- Fa = 0.85
- Fd = 1.50
- Fs = 2

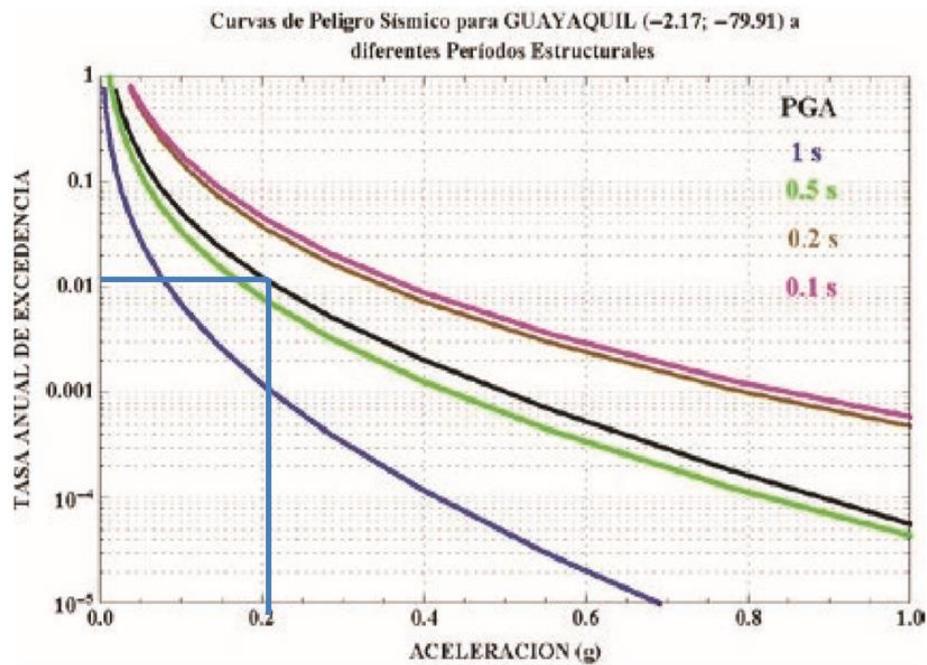


Figura 3.29 Curva de peligro sísmico para definición PGA, Tr=72 años (OLE)

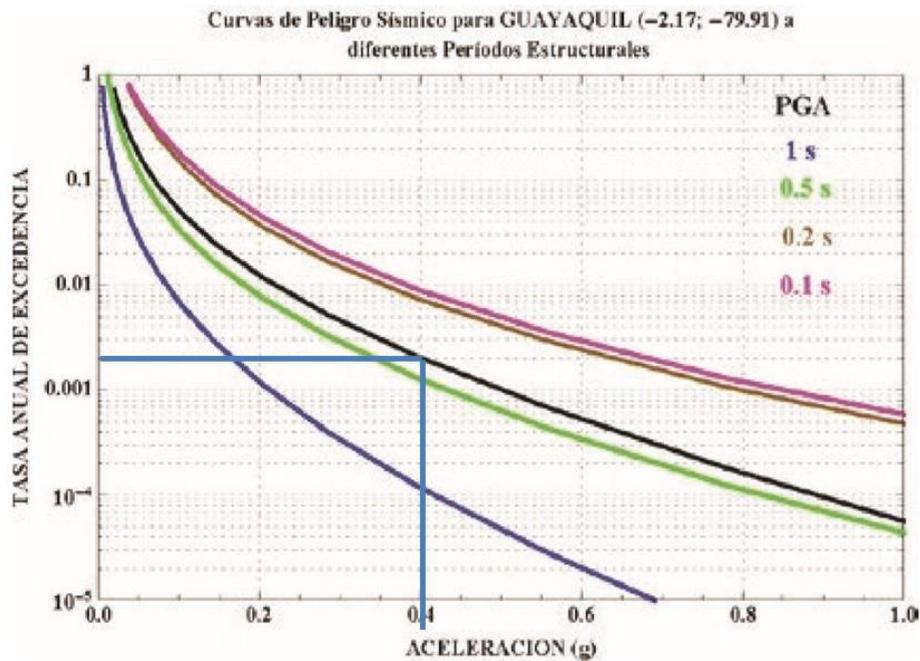


Figura 3.30 Curva de peligro sísmico para definición PGA, Tr=475 años (CLE)

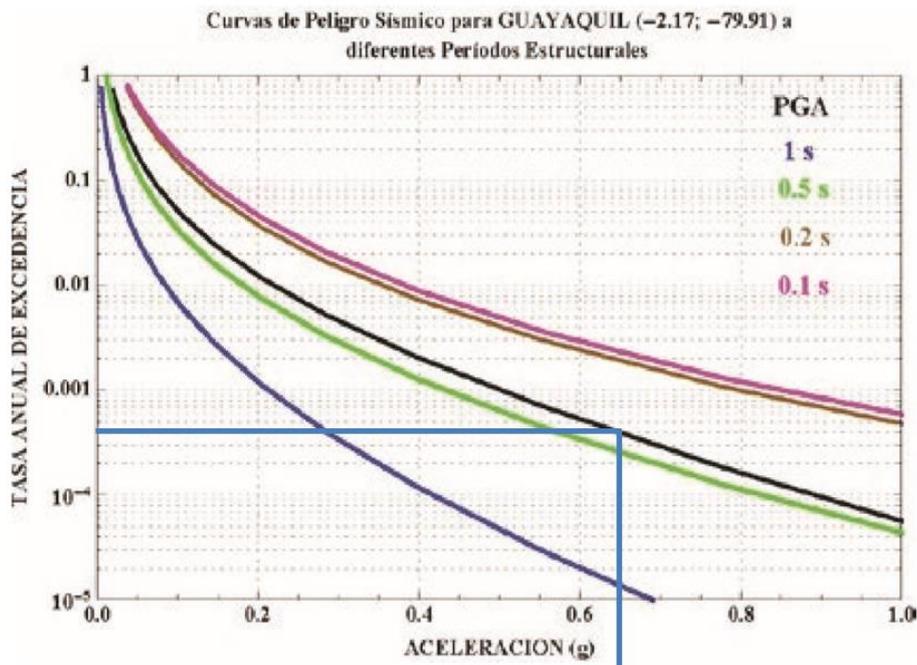


Figura 3.31 Curva de peligro sísmico para definición PGA,  $T_r=2500$  años (DE)

Al ser espectros elásticos, para la evaluación del desempeño, no se considera ningún  $R$ , factor de ductilidad del sistema. Por lo tanto, al calcular los valores anteriores, el software numerico dentro de su interfaz, permite generar el espectro elástico siguiendo los lineamientos de la NEC-15, con sus nuevas variables. Ver Figura 3.32 a Figura 3.34.

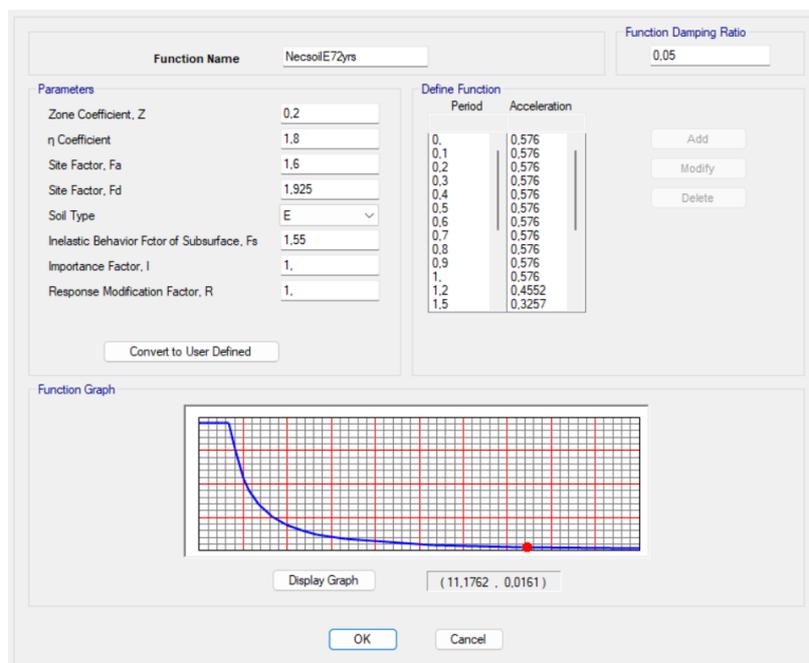


Figura 3.32 Espectro de respuesta modelo numérico,  $T_r=72$  años (OLE)

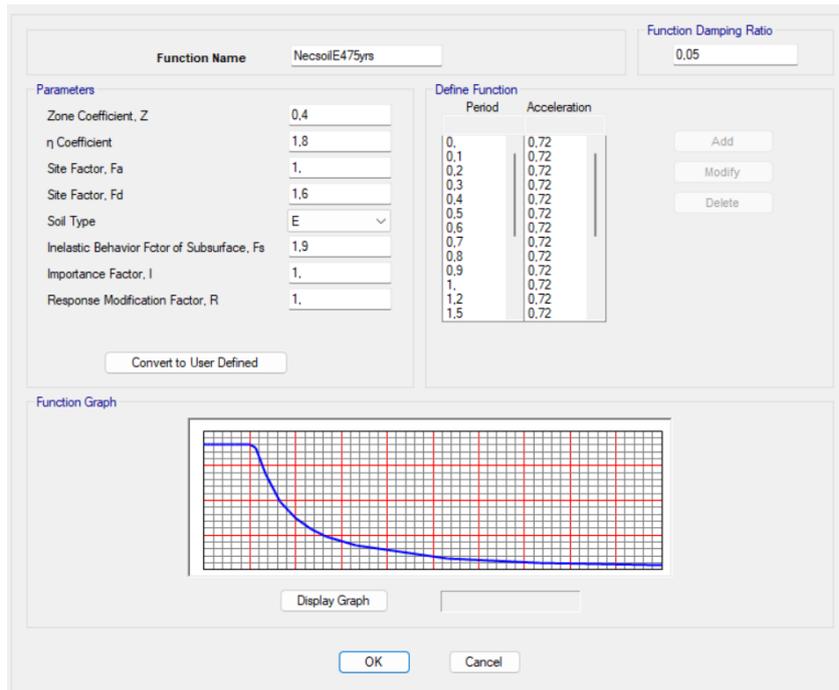


Figura 3.33 Espectro de respuesta modelo numérico,  $T_r=475$  años (CLE)

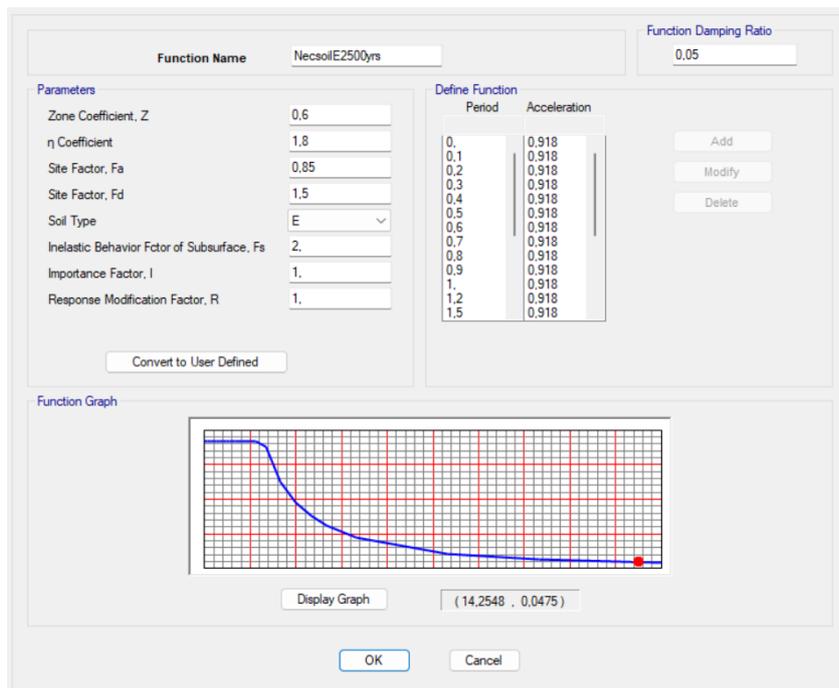


Figura 3.34 Espectro de respuesta modelo numérico,  $T_r=2500$  años (DE)

Partiendo de referencia con el sismo de contingencia (CLE), el sismo operacional en términos de aceleración es el 47% menor con respecto al CLE, mientras que el sismo de seguridad de vida comparado con el sismo de contingencia es el 93.5% mayor en aceleraciones.

### 3.5.2 Modelamiento de rotulas plásticas – Curvas esqueleto – Backbones

El procedimiento a detalle de la generación de rotulas plásticas se encuentra reportado en el Anexo 7 del presente informe. Las rotulas fueron definidas siguiendo los requerimientos de la sección 6 del ASCE 61-14, el cual toma en consideración la inelasticidad del material, la idealización del diagrama momento curvatura, la estimación de la longitud de la rotulación, y los límites de deformación permisibles asociados a los niveles sísmicos OLE, CLE y DE.

La generación de las rotulas pueden considerar muchas variables entre las principales la sobre resistencia y así mismo la variación de los momentos en cedencia con los momentos últimos. Otra forma de considerar, la modelación de los backbones, es considerar directamente la idealización bilineal de las curvas, considerando como ordenada máxima el momento plástico, a partir del punto de cedencia hasta la curvatura máxima. En tal contexto en la Figura 3.35 y Figura 3.36, se presentan la idealización de las curvas para distintas demandas axiales, carga máxima a compresión -4000 kN y carga máxima a tracción de 1000 kN, con la finalidad de poder generar un rango de propiedades y estos puedan capturar los esfuerzos una vez se desarrollen los análisis de desempeño sísmico.

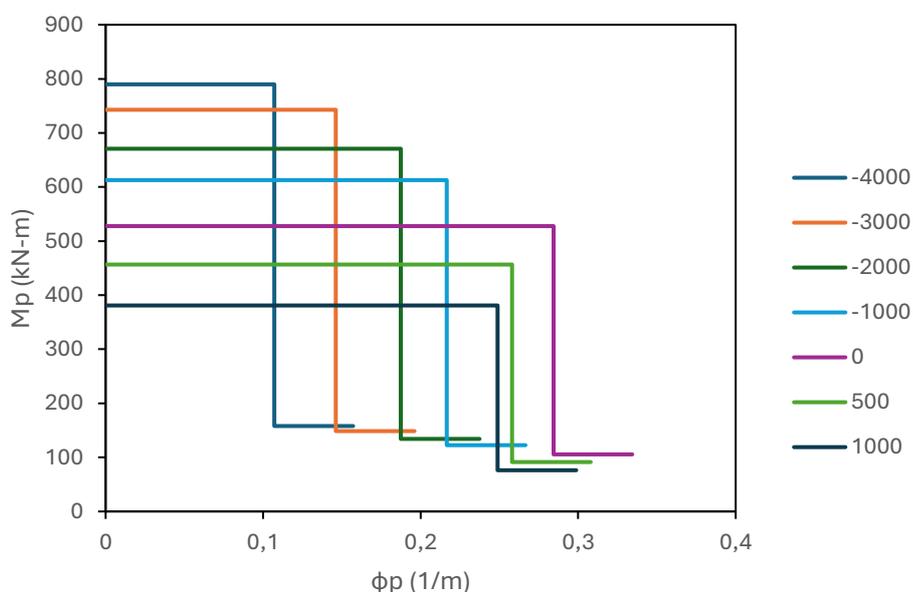


Figura 3.35 Definición de rotulas plásticas para los pilotes de hormigón armado de 500 x 500 mm, parte superior de los pilotes

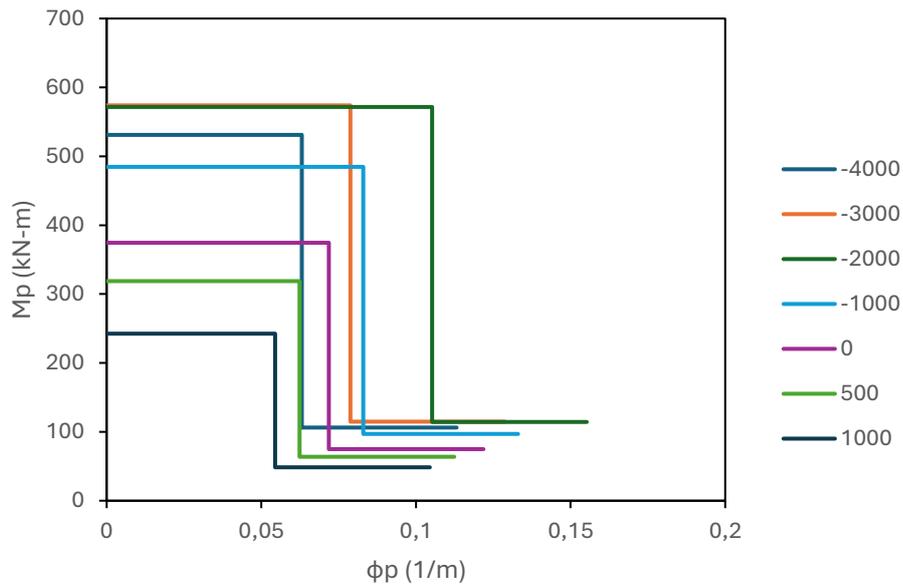
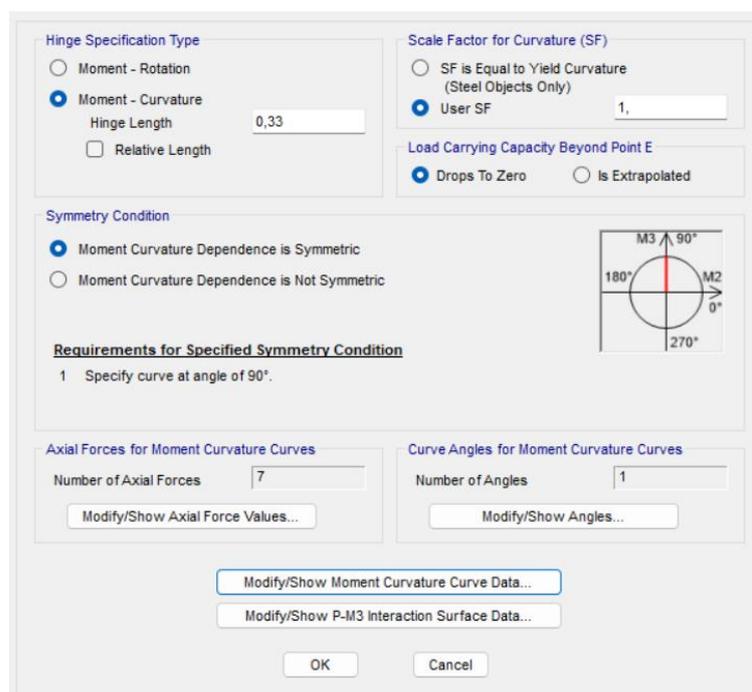


Figura 3.36 Definición de rotulas plásticas para los pilotes presforzados de 500x 500 mm, parte inferior de los pilotes en interfaz con el suelo.

La longitud de rotula plástica para la parte superior del pilote fue calculada como  $L_p = 0.25fyed_b$ , donde  $f_y$  es la resistencia a fluencia del acero de refuerzo y  $d_b$  es el diámetro de varilla o dowelled. Para un  $f_y = 1.1f_y$  y un  $d_b = 20$  mm, se calculó una longitud  $L_{p\_top} = 0.33$  m, así mismo, para la parte inferior del pilote se estimó como  $2D$ , donde “D” es el diámetro del pilote, que, al ser de 500 mm, la longitud plástica  $L_{p\_soil} = 1.00$  m. Ver Figura 3.37.



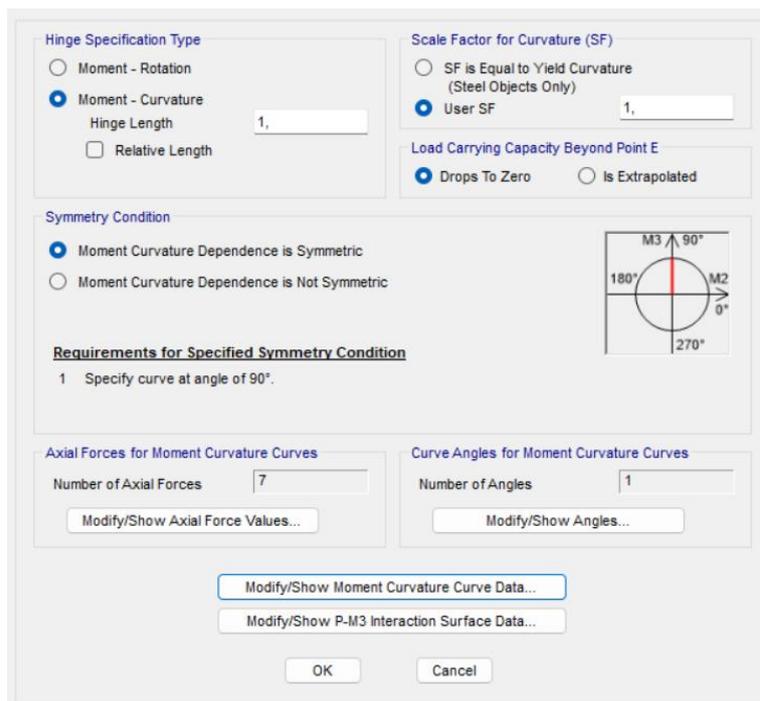
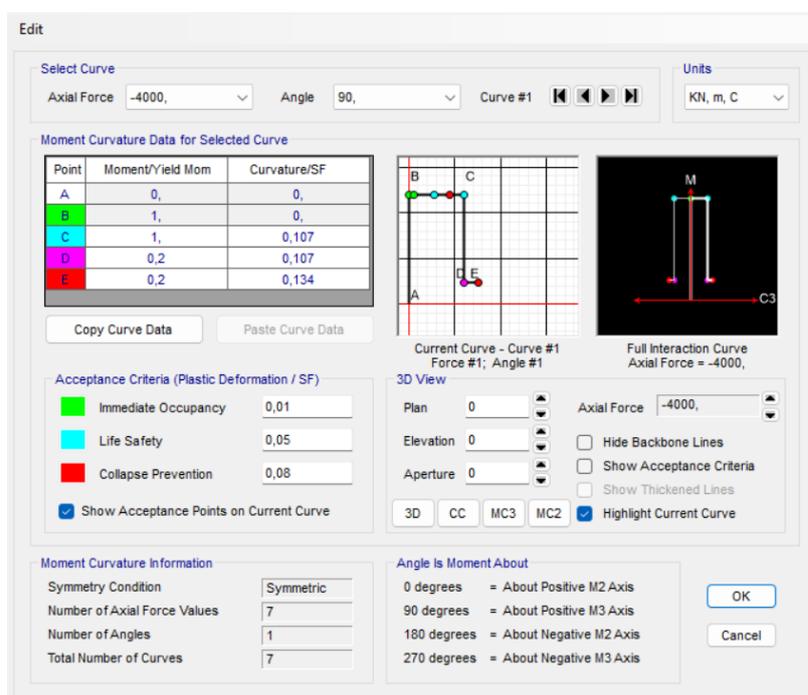


Figura 3.37 Definición de rotulas plásticas para los pilotes de hormigón y presfuerzo de 500x 500 mm, consideración de longitud plásticas, factores de escalamiento

Como parte de la información solicitada en el programa, se debe especificar los valores de las distintas cargas axiales y la orientación de análisis. Al ser el pórtico modelado en sentido X, coordenadas globales, la rótula deberá orientarse en M3, 90 grados con características simétricas. Así mismo se debe de definir las propiedades de curvatura y los diagramas de interacción, como se muestran en la Figura 3.38 y Figura 3.39.



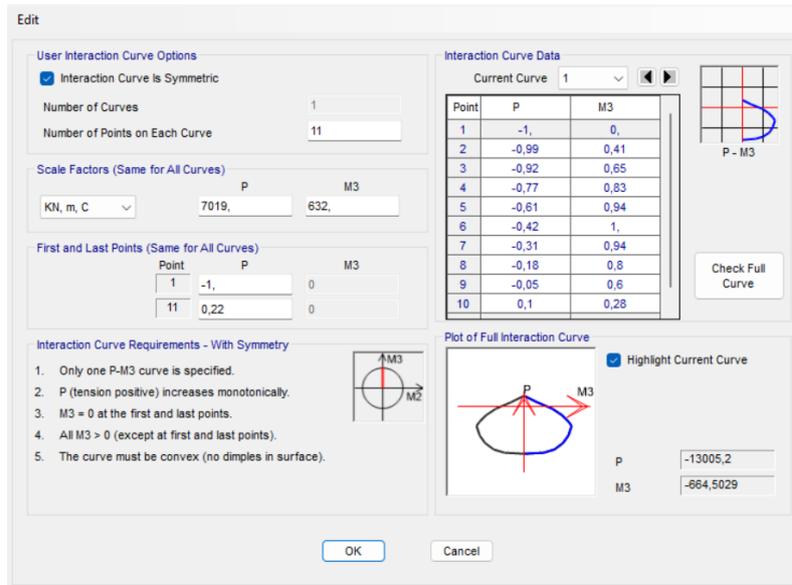
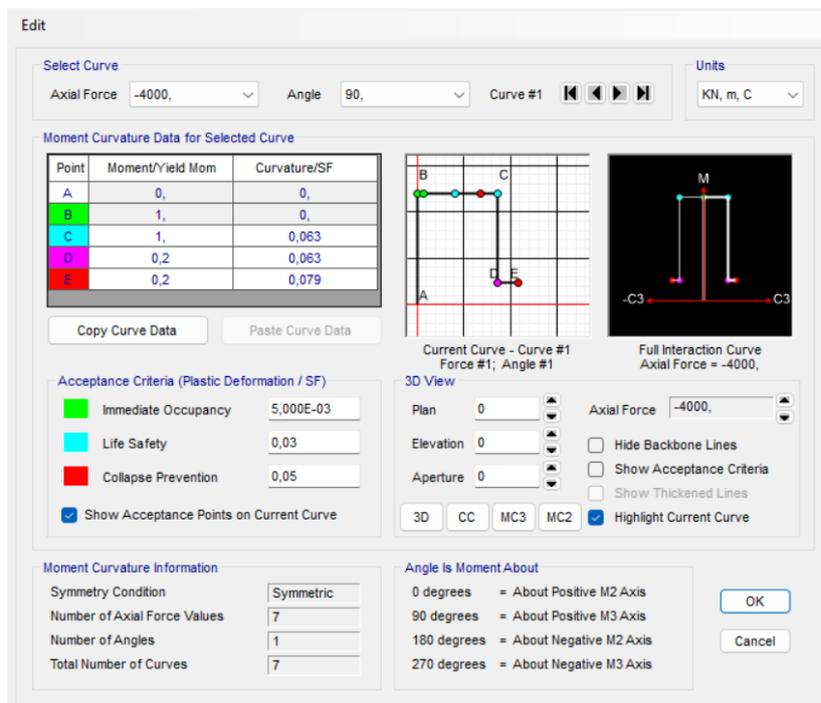


Figura 3.38 Asignación de rotula plástica parte superior del pilote, hormigón armado, software numérico de análisis estructural



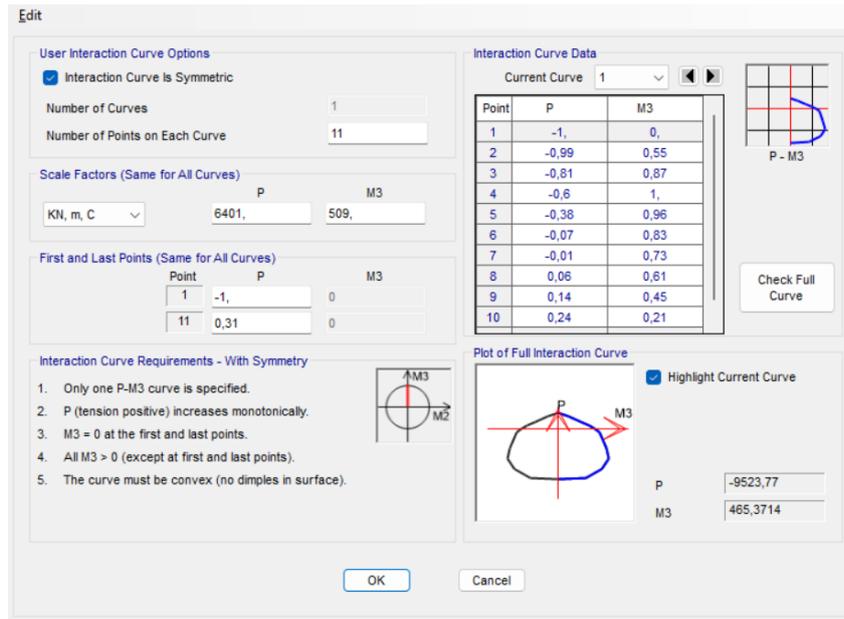


Figura 3.39 Asignación de rotula plástica parte inferior del pilote (interfaz con el suelo), presforzado, software numérico de análisis estructural

En referencia a los criterios de aceptación considerando la deformación plástica por curvatura, la condición de inmediata ocupación se lo define muy cercano al punto B, seguridad de vida según la literatura es recomendable no exceder el 75% entre el punto B y C, sin embargo, se consideró un límite inferior del 50% conservadoramente y finalmente la prevención de colapso se asigna una variable muy cercana al punto C, no puede ser mayor, ya que el comportamiento después del punto C, son condiciones inestables de análisis. Se debe incluir para cada caso de carga axial los distintos valores de curvatura. Para concluir la asignación de rótulas, el modelo calibra las rótulas ingresadas con los diagramas de interacción del elemento para una condición nominal sin afectar por factores de reducción de capacidad. En la Tabla 3.5 y Tabla 3.6, se presenta el input para el programa, basado en el diagrama de momento y carga axial nominal, 11 puntos de referencia, esfuerzos máximos, donde las variables  $P/p_y$  y  $M/M_y$ , son fracciones de las cargas máximas.

Tabla 3.5 Diagrama de interacción normalizado pilote de hormigón armado

No Ptos	M (kN-m)	P (kN)	P/Py	M/My
1	0	-7019	-1,00	0,00
2	260	-7019	-1,00	0,41
3	411	-6467	-0,92	0,65
4	523	-5401	-0,77	0,83
5	593	-4264	-0,61	0,94

6	632	-2941	-0,42	1,00
7	591	-2153	-0,31	0,94
8	509	-1290	-0,18	0,80
9	379	-353	-0,05	0,60
10	180	725	0,10	0,28
11	0	1559	0,22	0,00
	<b>M (kN-m)</b>	<b>P (kN)</b>		
<b>Valores máximos</b>	632	7019		

Tabla 3.6 Diagrama de interacción normalizado pilote presforzado

No	M (kN-m)	P (kN)	P/Py	M/My
1	0	-6401	-1,00	0,00
2	281	-6401	-1,00	0,55
3	441	-5194	-0,81	0,87
4	509	-3866	-0,60	1,00
5	491	-2409	-0,38	0,96
6	420	-472	-0,07	0,83
7	371	-41	-0,01	0,73
8	311	400	0,06	0,61
9	227	905	0,14	0,45
10	105	1514	0,24	0,21
11	0	2002	0,31	0,00
	<b>M (kN-m)</b>	<b>P (kN)</b>		
<b>Valores máximos</b>	509	6401		

### 3.5.3 Análisis estático no lineal (Pushover)

Este análisis considera cargas incrementales que para nuestro caso de aplicación se utilizará método con aceleraciones. En la medida que la estructura se desplaza, las cargas laterales de corte, momento flector y fuerzas axiales incrementan. Esta condición, permite analizar las rótulas asignadas, evidenciando su trayectoria desde los rangos lineales hasta la degradación de los materiales, rango no lineal. Como se indicó en el capítulo 3.5.1, los pasos de cargas son del orden de 100 y el desplazamiento objetivo es de 1.5 m. En la Figura 3.40 a Figura 3.43, se presentan las incursiones de las rótulas considerando los criterios de aceptación asignados por cada backbone. La rótula gris considera la incursión elástica por el rango lineal del elemento, la verde corresponde la capacidad de la estructura a ocupación inmediata que estaría relacionado a la demanda "OLE", el color Cyan esta referido a la capacidad de seguridad de vida, relacionado al sismo "CLE" y la articulación roja representa el colapso, en concordancia con el sismo "DE".

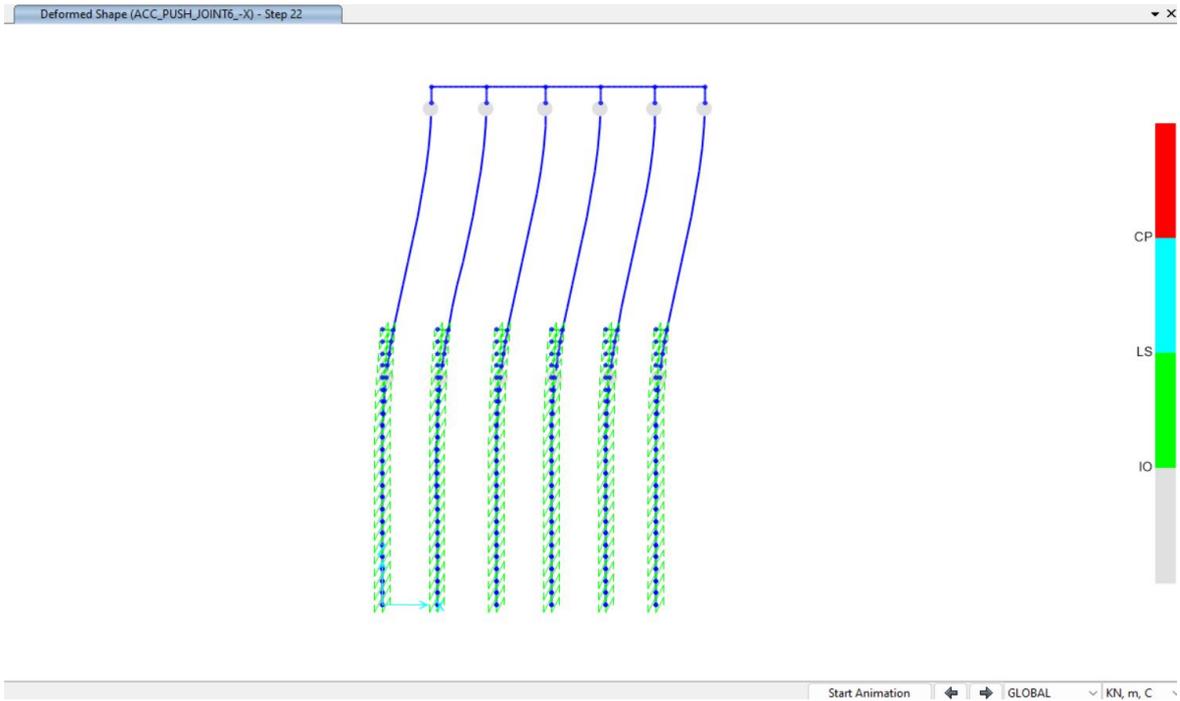


Figura 3.40 Incursión de rótula en el rango lineal

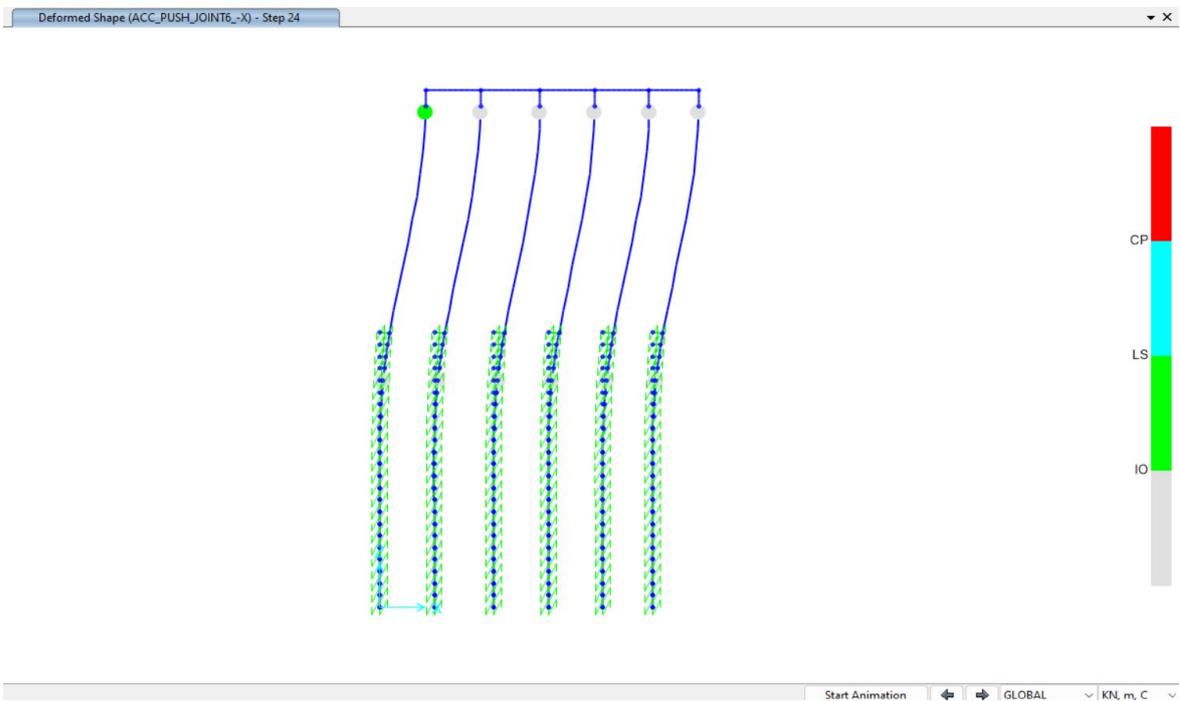


Figura 3.41 Generación de rótula plástica análisis de pushover IO, ocupación inmediata, Step 24.

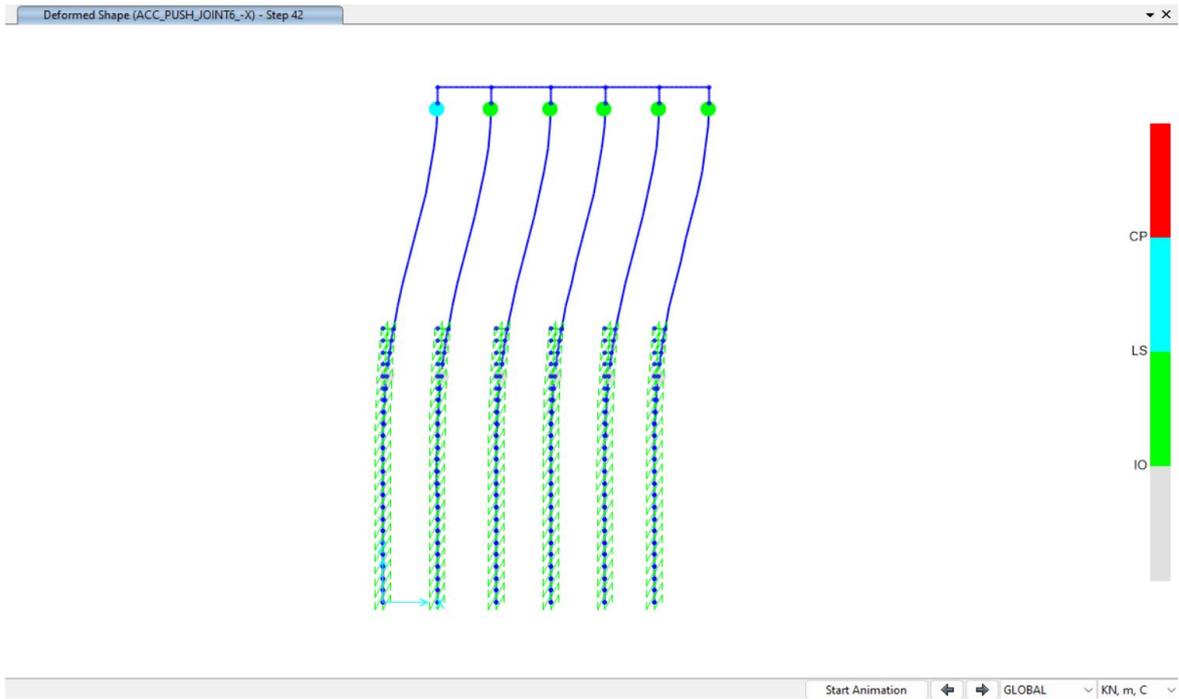


Figura 3.42 Generación de rótula plástica análisis de pushover LS, seguridad de vida, Step 42

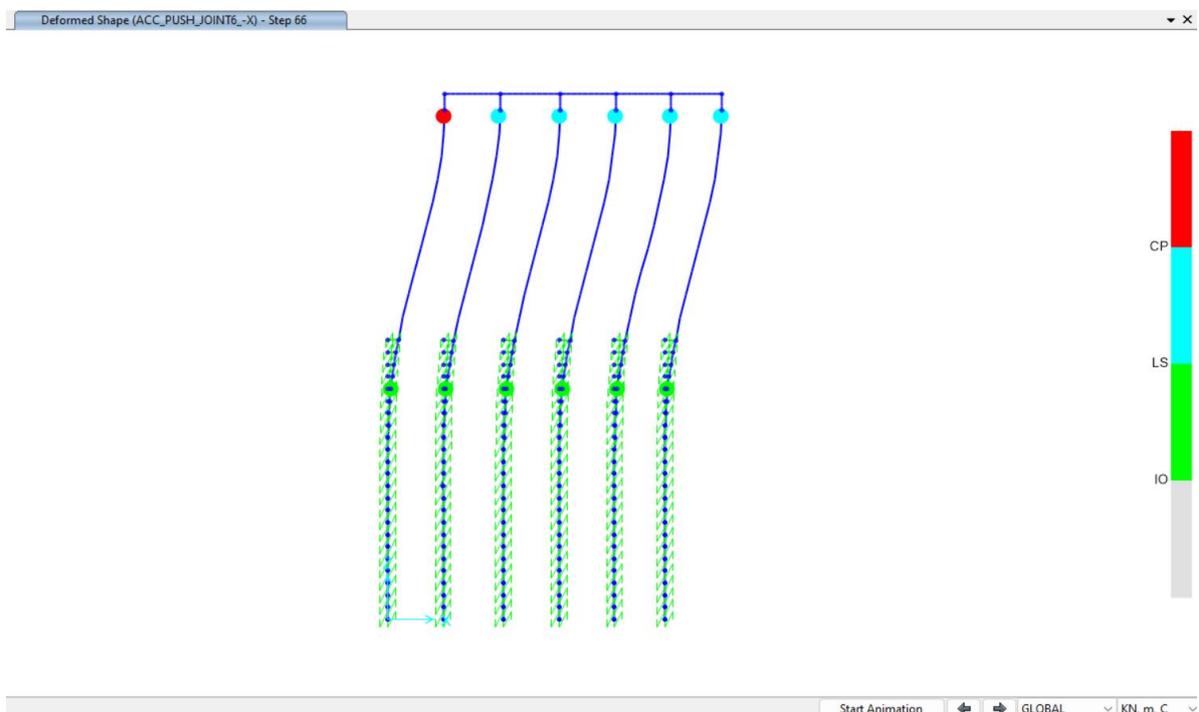


Figura 3.43 Generación de rótula plástica análisis de pushover CP, colapso prevention, Step 66.

La Figura 3.44 presenta los diagramas simétricos de curvatura por cada rótula, donde en la medida que aumenta el step, mayores esfuerzos, el puntero de color naranja va recorriendo todo el diagrama (trayectoria en línea de color azul), lo que refiere a que el

elemento bajo el esquema de análisis propuesto, incursionará por los distintos límites de aceptación hasta llegar al colapso. Estos análisis de Pushover permiten capturar la curva de capacidad que relaciona la fuerza cortante y los desplazamientos de la estructura, de la misma se puede obtener la ductilidad del sistema y la sobre resistencia, ver Figura 3.45. La ductilidad total del sistema involucra la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia. Los valores principales son:

- $V_y$  (Cortante en fluencia – círculo verde) = 489 kN
- $V_u$  (Cortante último – círculo de color Cyan) = 512 kN
- $V$  elástico (Cortante elástico) =  $0.80 * 489 \text{ kN} = 391.2 \text{ kN}$
- $D_y$  (desplazamiento en fluencia) = 0.41 m
- $D_u$  (desplazamiento último) = 1.48 m
- Ductilidad del pórtico ( $\mu_{portico}$ ) =  $D_u / D_y = 3.61$
- Factor de sobre resistencia =  $F_{sr} = V_u / V \text{ elástico} = 1.31$
- $R$ , ductilidad del sistema =  $\mu_{portico} * F_{sr} = 4.70$

Cabe mencionar que esta ductilidad media a alta debido a las condiciones de análisis en 2 dimensiones. Al incorporar un análisis tridimensional, estos valores tenderán a ser menores.

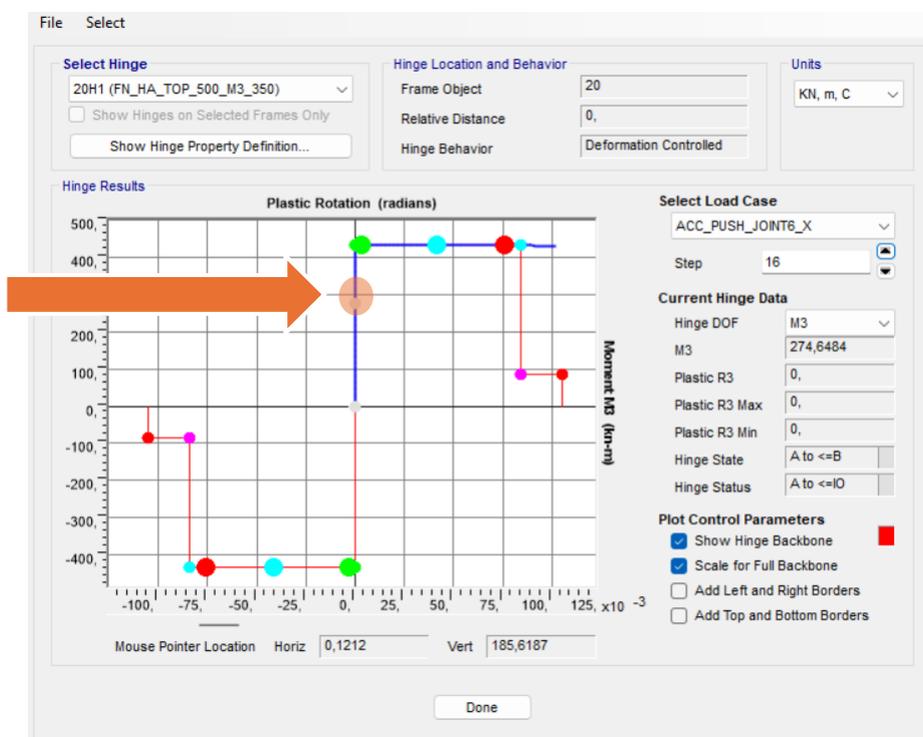


Figura 3.44 Movilización de esfuerzos en rótula asignada en la parte superior del pilote, hormigón armado

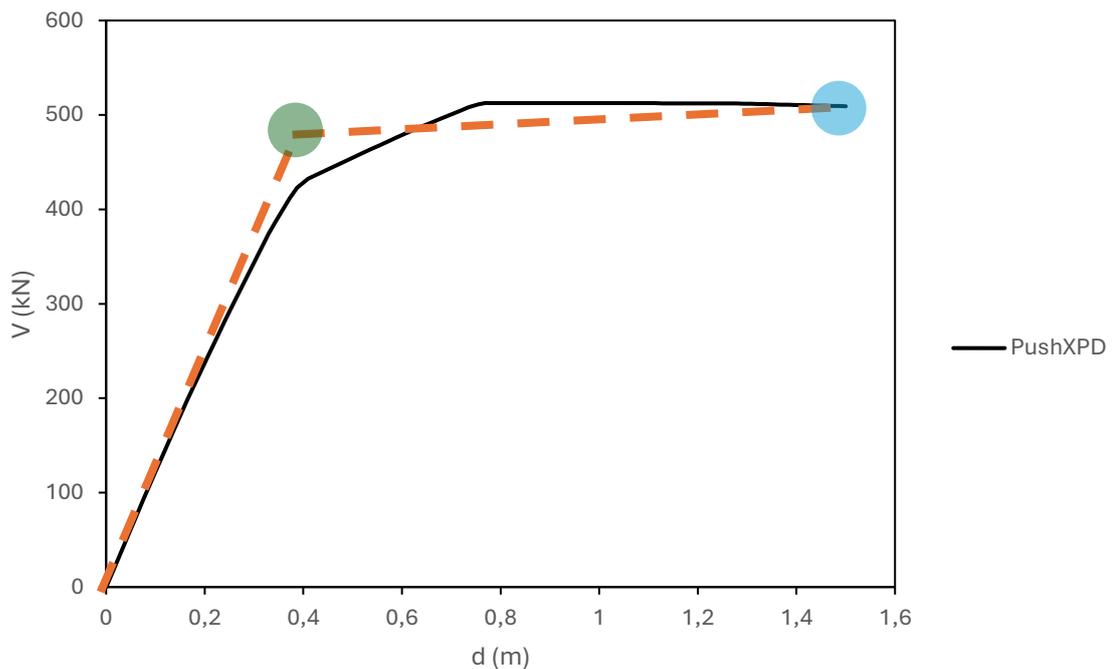


Figura 3.45 Curva de capacidad en términos de cortante en la base con respecto a desplazamiento, Muelle.

La capacidad global inherente del sistema correspondiente a los criterios de aceptación se reporta en la Tabla 3.7. Donde  $\Delta c$ , corresponde a la capacidad de desplazamiento y  $V$  es el cortante por capacidad para los distintos estados.

Tabla 3.7 Capacidad estructural en función al criterio de aceptación

	$\Delta c$ (m)	V (kN)	Step
<b>B</b>	0,330041	374,484	22
<b>IO</b>	0,372191	411,698	24
<b>LS</b>	0,735093	508,149	42
<b>CP</b>	1,127731	512,391	66

### 3.5.4 Punto de desempeño Capacity Spectrum Method – Método del espectro de capacidad – ATC 40

En proceso que genera el software de análisis numérico, para el método espectro capacidad se basa en lo reportado en el capítulo 2, marco conceptual. Que resume lo siguiente:

- El modelo internamente genera la conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad a formato ADRS, Acceleration Displacement Response Spectrum,

Sa (aceleración) vs Sd (desplazamiento). Esta conversión considera las masas asignadas, la amplitud modal principal y los desplazamientos del tope máximo.

- Conversión de espectro de respuesta en espectro de demanda, donde el Sd, se lo estima calculando la frecuencia angular al cuadrado por las aceleraciones por cada valor de periodo.
- Representación bilineal del espectro de capacidad, donde fundamentalmente se igualan las áreas.
- Reducción de la demanda por efectos no lineales
- Desarrollo del espectro de demanda con sus distintos amortiguamientos.
- Intersección de espectro de capacidad con el espectro de demanda.

En la Figura 3.46 a

Figura 3.48, se presentan los puntos de desempeño, donde la demanda se iguala con la capacidad, obtenido de un análisis iterativo. Estos valores son expresados para cada amenaza sísmica. Los puntos de desempeño son:

- Sismo OLE, operacional = 0.276 m, cortante V = 318.6 kN
- Sismo CLE, contingencia = 0.596 m, cortante V = 477.73 kN
- Sismo DE, seguridad de via = 0.933 m, cortante V = 512.56 kN

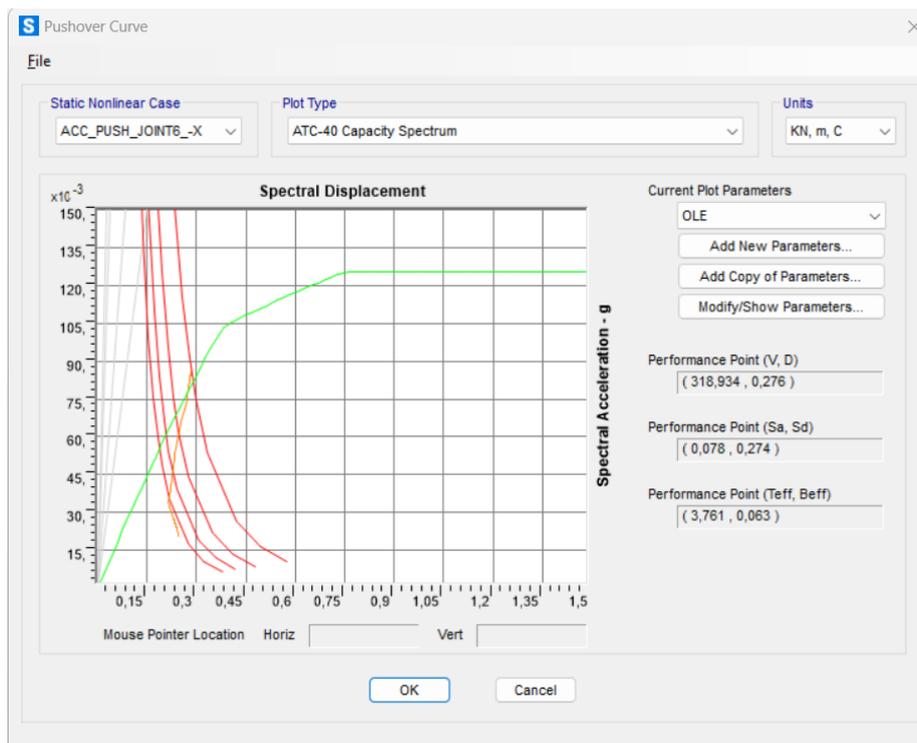


Figura 3.46 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo OLE,  $T_r=72$  años

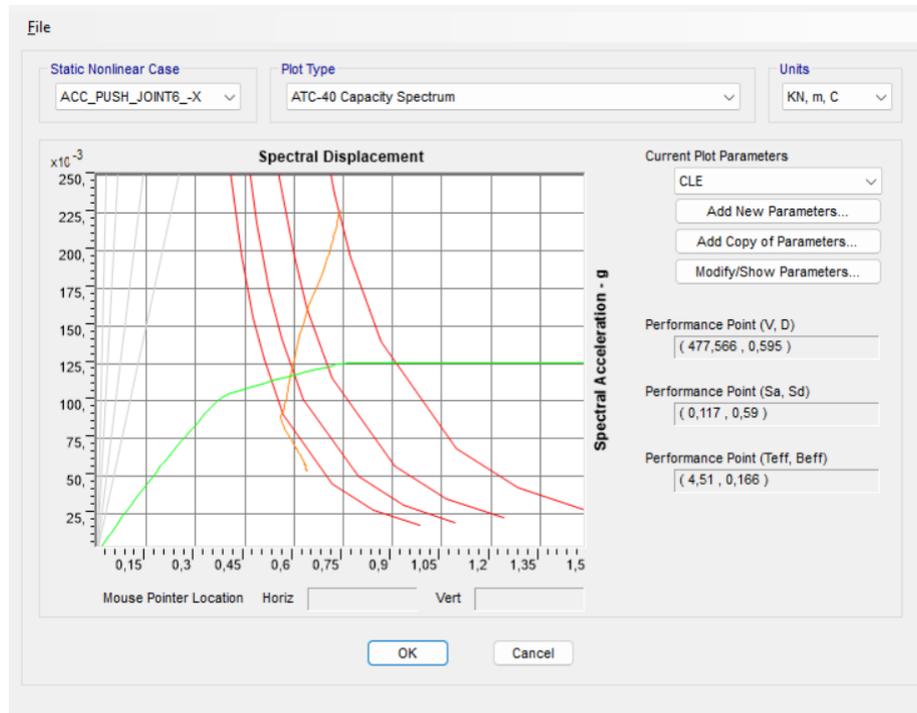


Figura 3.47 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo CLE,  $T_r=475$  años

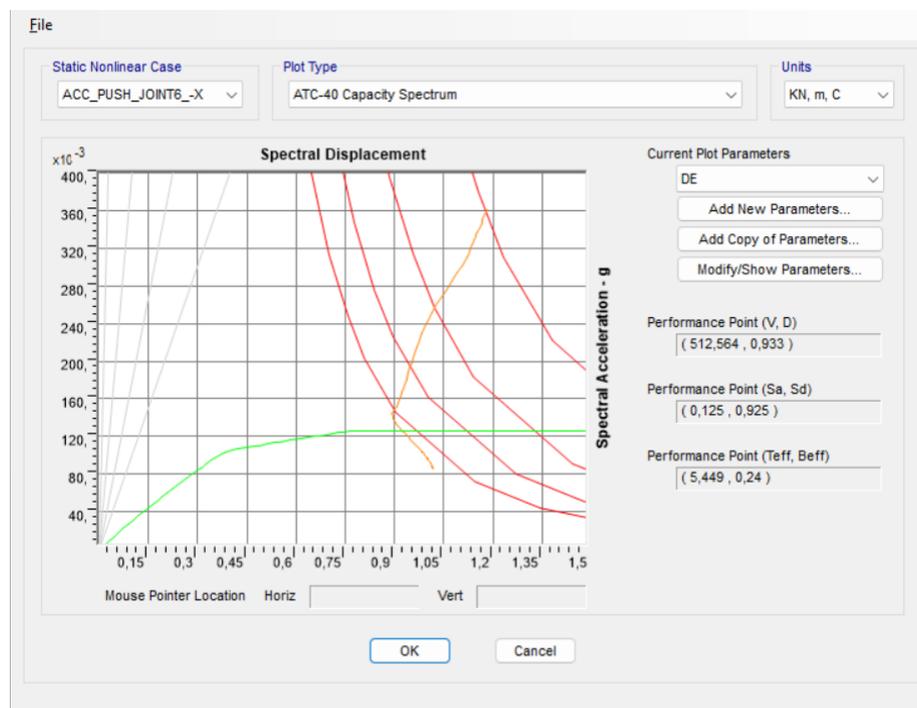


Figura 3.48 Punto de desempeño – Método espectro capacidad - sismo DE,  $T_r=2500$  años

The image shows a software dialog box for defining pushover parameters. It includes fields for Name (OLE), Units (KN, m, C), Plot Axes (Sa - Sd), Demand Spectrum Definition (Function: NecsoilE72yrs, SF: 9,81), Damping Parameters Definition (Inherent + Additional Damping: 0,05, Structural Behavior Type: B), and Items Visible On Plot (Show Capacity Curve, Show Family of Demand Spectra, Show Single Demand Spectrum (ADRS), Show Constant Period Lines at).

Figura 3.49 Parámetros método espectro capacidad sismo OLE, nivel operacional.

La Figura 3.49, define los parámetros para la definición de cada amenaza, se debe considerar la función de análisis, previamente construida, en condiciones elásticas y el factor SF, donde se considera la gravedad, con un valor fijo de 9.81 m/s<sup>2</sup>. El resto de variables se consideran por default.

Finalmente, se debe comparar los puntos de desempeño (demanda), con la capacidad del sistema para cada amenaza sísmica. En la Figura 3.50, se grafica la curva de capacidad, las amenazas sísmicas (triángulo, rombo y cuadrado) y la capacidad del sistema (circunferencias de distintos colores). Gráficamente, se puede observar, para todos los casos las demandas son inferiores a los distintos puntos de desempeño, por ejemplo, la demanda OLE, con un desplazamiento de 0.27 m y un cortante de 318.6 kN, se lo compara con IO (referido a operación inmediata) con una capacidad de desplazamiento de 0.372 m y un cortante de 374.48 kN. Al ser la demanda menor, para esta amenaza la estructura presenta una reserva de capacidad. La misma comparación aplica para los distintos casos.

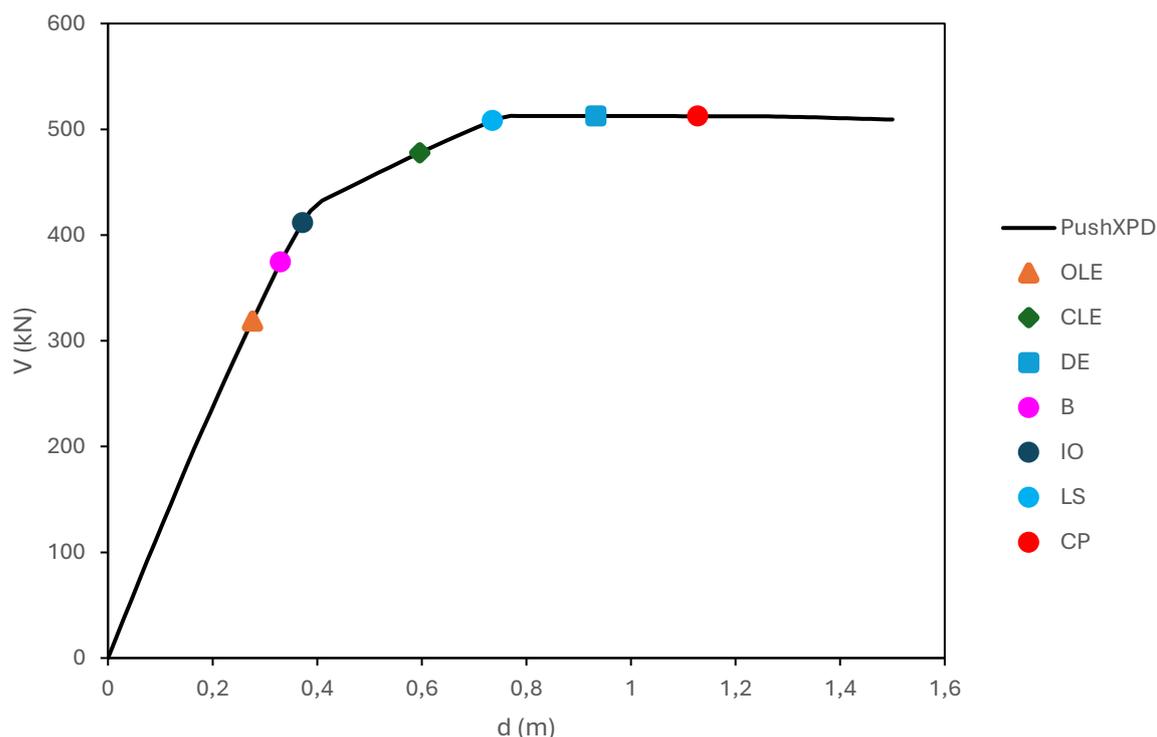


Figura 3.50 Curva de capacidad, amenaza sísmica y objetivos de desempeño, según lineamientos ASCE 61-14

Al ser un modelo en 2 dimensiones, se debe considerar los efectos tridimensionales, afectados por el factor DMF, “Dynamic Magnification Factor”, que relaciona las distancias longitudinales y transversales del muelle. Estos valores se encuentran reportados en el manual POLB WDC versión 5, capítulo 4.9.2. Estos valores no pueden ser menores a 1.10. Por lo tanto, en la Tabla 3.8 se presenta un estatus, incrementando el desplazamiento para cada demanda, siendo este menor a la capacidad de reserva. Cumpliendo los requerimientos establecidos en el ASCE 61-14.

Tabla 3.8 Revisión de desempeño estructural para las distintas amenazas sísmicas afectados por el factor dinámico de respuesta

	$\Delta t$ (m)	DMF	$\Delta d$ (m)	$\Delta c$ (m)	DCR	revisión	Criterio
OLE	0,276	1,16	0,319	0,372	0,86	Ok	IO
CLE	0,596	1,10	0,656	0,735	0,89	Ok	LS
DE	0,933	1,10	1,026	1,128	0,91	Ok	CP

### 3.5.5 Revisión de deformaciones unitarias

El código de diseño y evaluación de muelles, ASCE 61-14, establece límites de deformación unitarias para el concreto “ $\epsilon_c$ ” y para el acero de refuerzo “ $\epsilon_s$ ”, cuyos valores se reportan en la Tabla 3.9 y Tabla 3.10. Como complemento a los demás análisis para evaluar los objetivos de desempeño, se debe verificar estos valores, para evitar fallas frágiles que comprometan la ductilidad de la estructura.

Tabla 3.9 Límites de deformación del concreto y acero de refuerzo pilote libre, parte superior

<b>SOLID CONCRETE PILE TOP</b>	OLE	$\epsilon_c$	0,005	$\epsilon_s$	0,015
	CLE	$\epsilon_c$	0,017	$\epsilon_s$	0,06
	DE	$\epsilon_c$	NL	$\epsilon_s$	0,08

Tabla 3.10 Límites de deformación del concreto y acero de refuerzo pilote embebido dentro del suelo

<b>SOLID CONCRETE PILE IN GROUND</b>	OLE	$\epsilon_c$	0,005	$\epsilon_s$	NA
	CLE	$\epsilon_c$	0,008	$\epsilon_s$	NA
	DE	$\epsilon_c$	0,011	$\epsilon_s$	NA

Es indispensable conocer para cada paso (step), correlacionada con la amenaza sísmica, las demandas actuantes de carga axial y momento flector. Tales valores permitirán ver para ese estado de esfuerzos las deformaciones unitarias del concreto y el acero. Se utiliza la herramienta de diagramas momento curvatura, proporcionada por el software de análisis numérico, en función de la variación de las cargas axiales. Tales cargas son muy similares para los tres sismos OLE, CLE y DE, los valores que varían son los momentos flectores cuyo comportamiento del sistema se asemeja a un elemento en voladizo, con una masa concentrada en la parte superior (Tablero del muelle). Ver Figura 3.51 a Figura 3.56.

Las demandas a flexión en la parte superior y en el suelo son:

- Sismo OLE
  - Cabeza: 273 kN-m
  - Suelo: 213 kN-m
- Sismo CLE:
  - Cabeza: 360 kN-m
  - Suelo: 384 kN-m

- Sismo DE:
  - Cabeza: 367 kN-m
  - Suelo: 456 kN-m

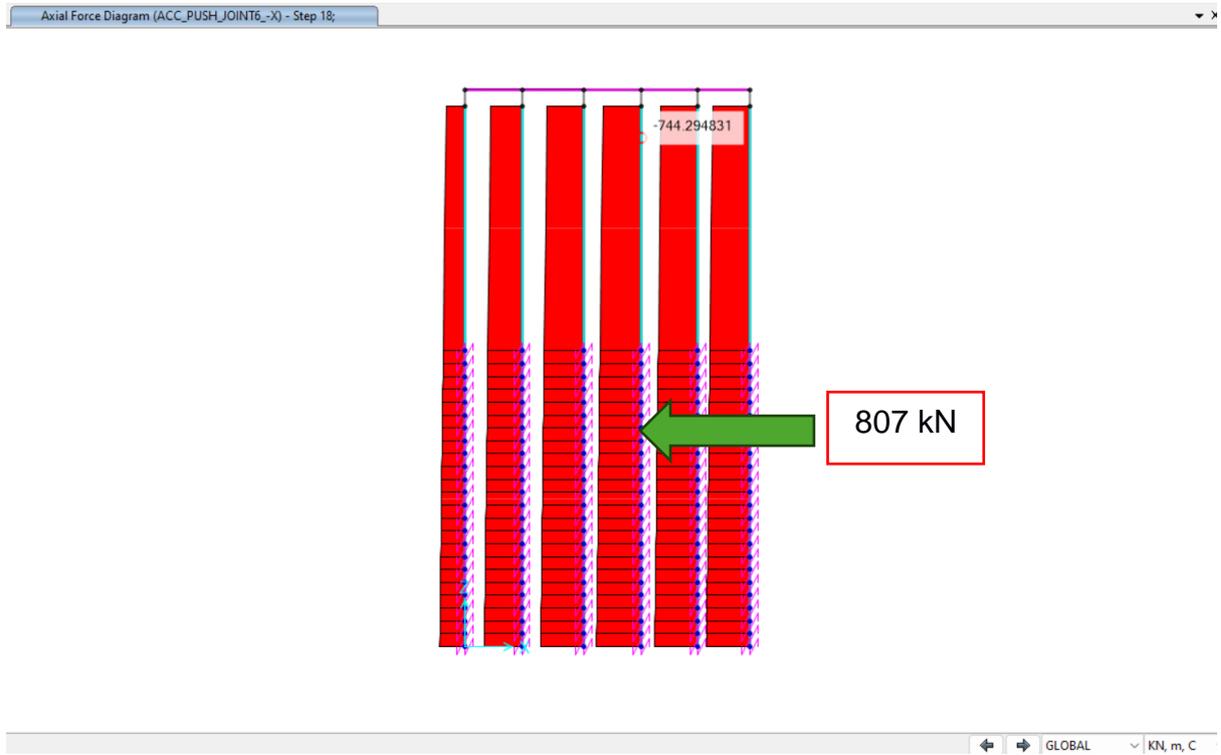


Figura 3.51 Demandas axiales de pilotes, sismo OLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo

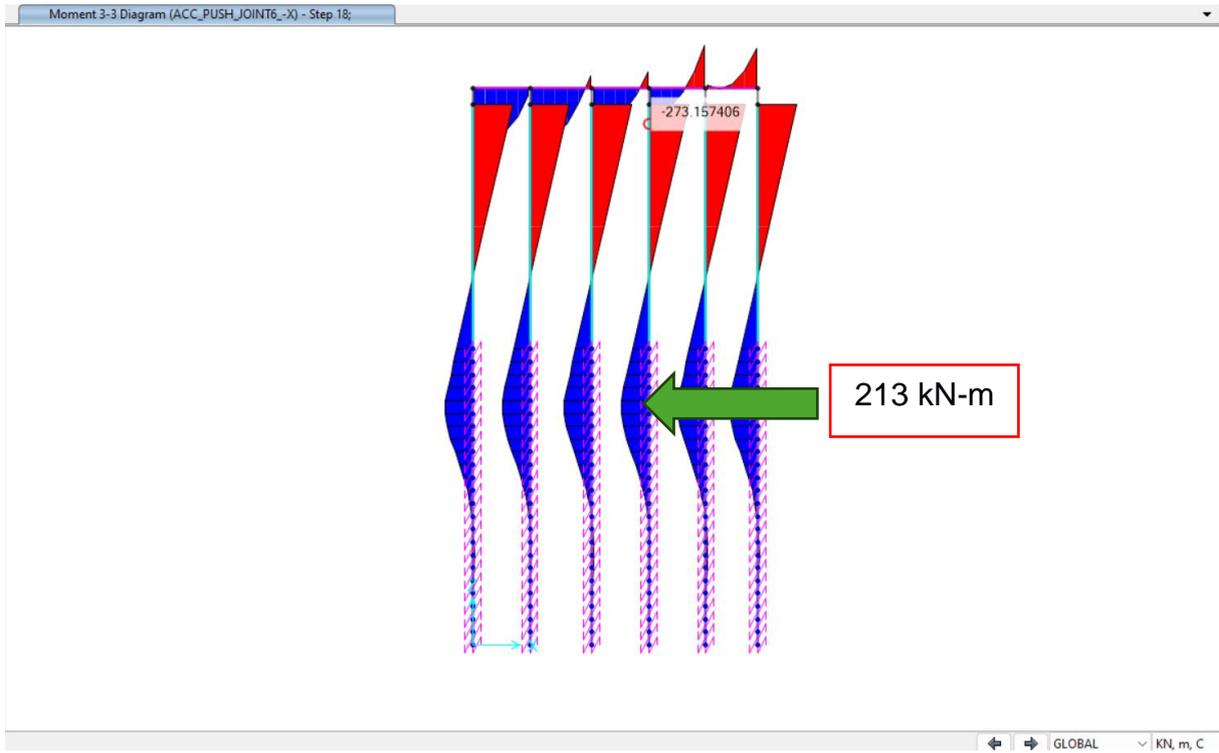


Figura 3.52 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo OLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo

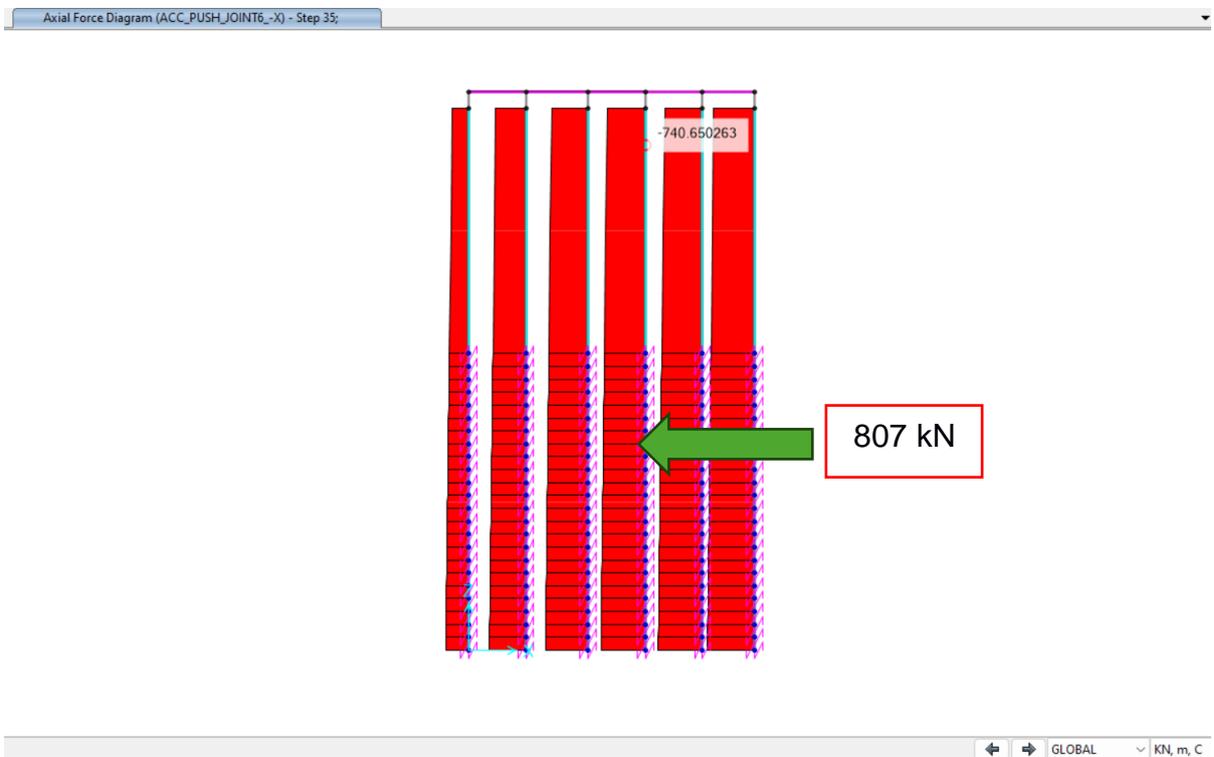


Figura 3.53 Demandas axiales de pilotes, sismo CLE, Step 35, tope superior libre y embebido en el suelo

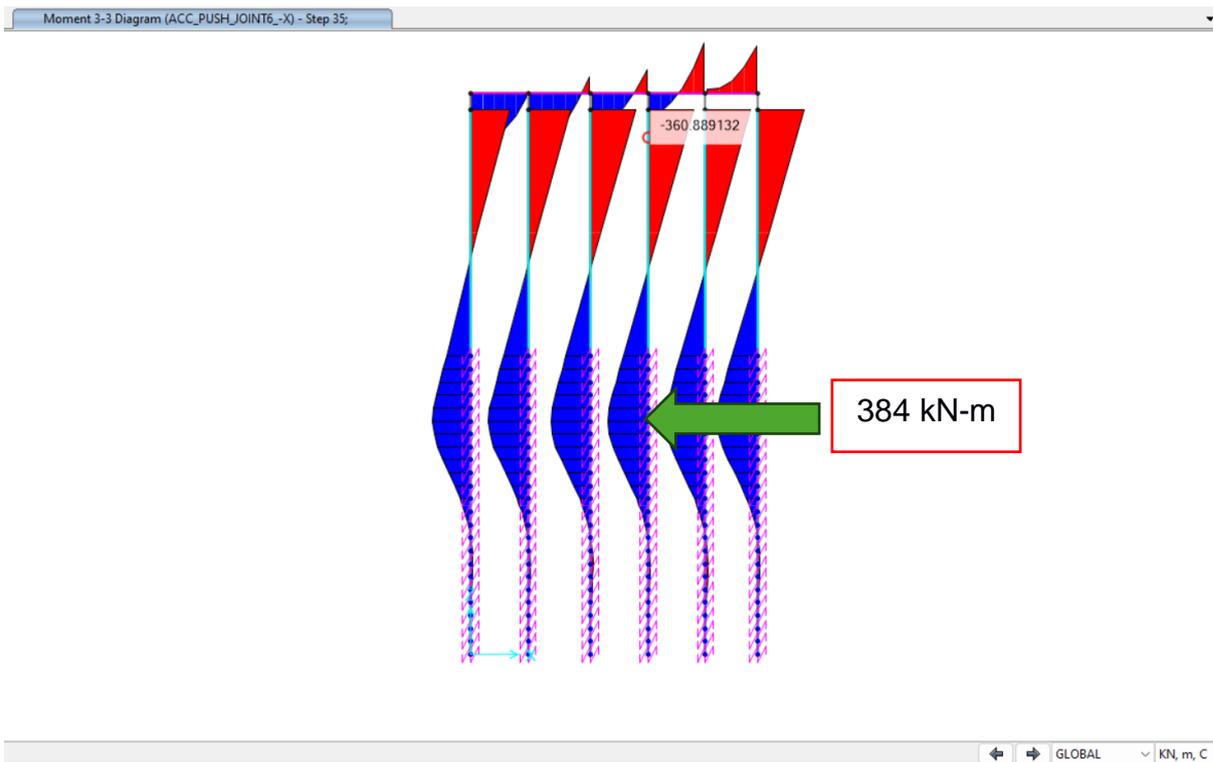


Figura 3.54 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo CLE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo

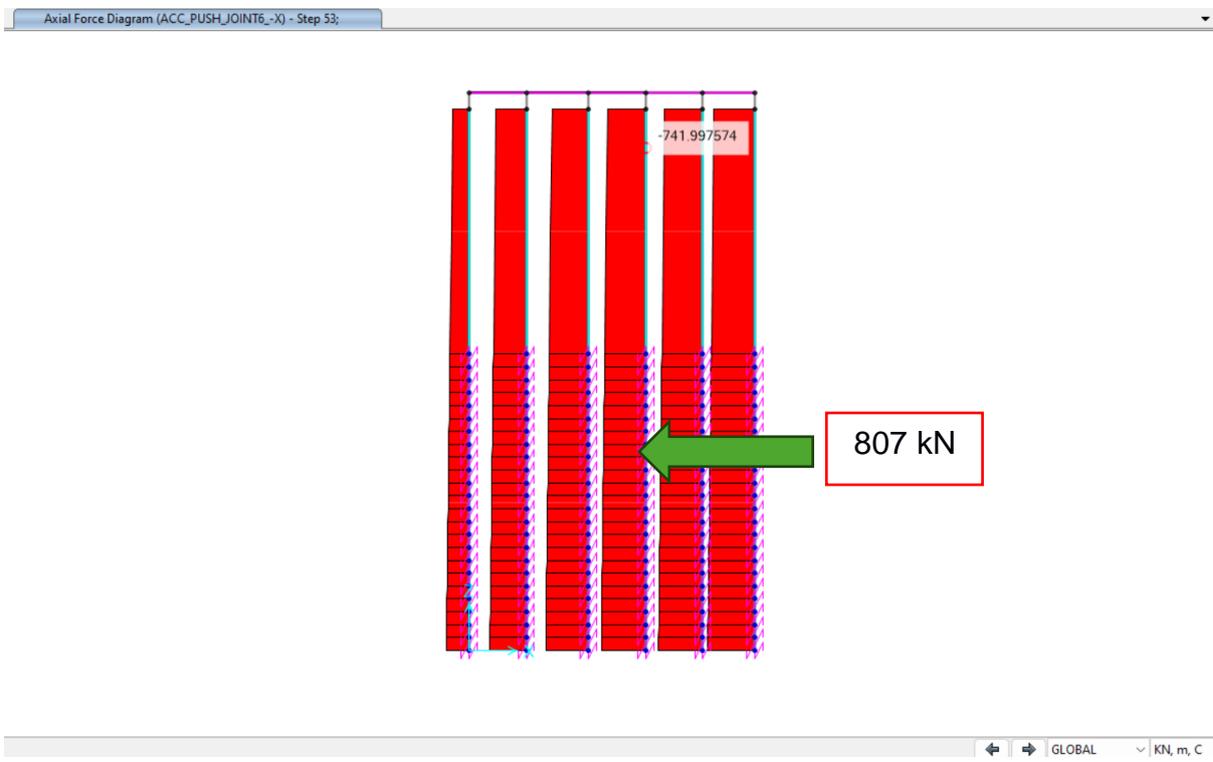


Figura 3.55 Demandas axiales de pilotes, sismo DE, Step 53, tope superior libre y embebido en el suelo

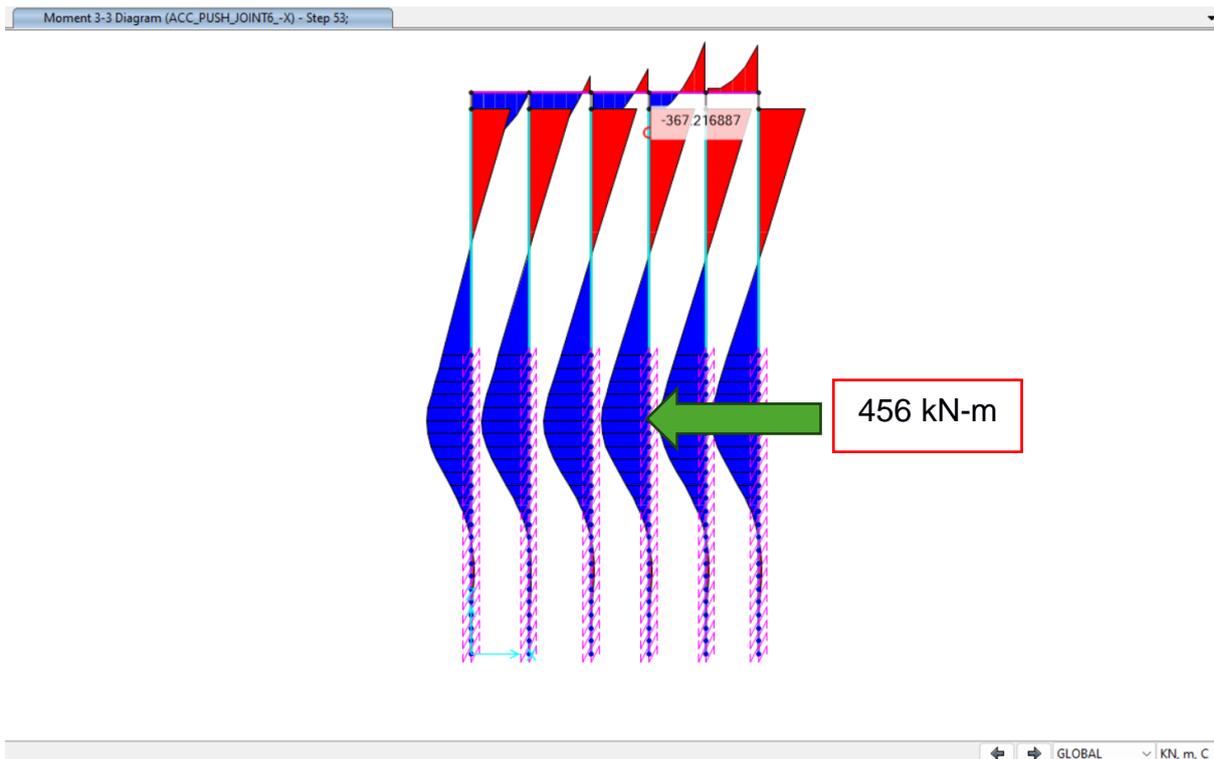


Figura 3.56 Demandas flexionantes de los pilotes, sismo DE, Step 18, tope superior libre y embebido en el suelo

Para obtener los valores reportados en la Figura 3.57 a Figura 3.62, adicional a la definición de la carga axial a compresión, se debe asignar dentro de la curva el momento flector calculado para cada sismo. En el recuadro “Strain Diagram” en las primeras dos casillas, se calculan las deformaciones las cuales son comparadas con sus límites objetivos según ASCE 61-14. El resumen de estos resultados se presenta en la Tabla 3.11 y Tabla 3.12.

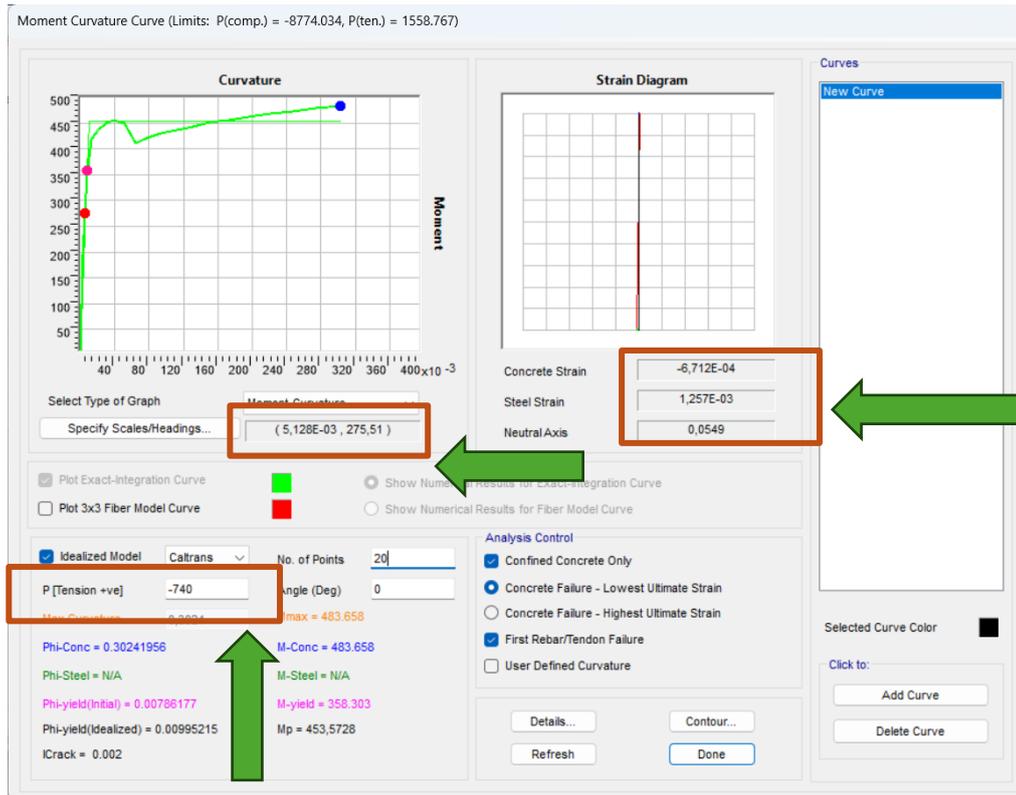


Figura 3.57 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo OLE, Solid concrete pile top.

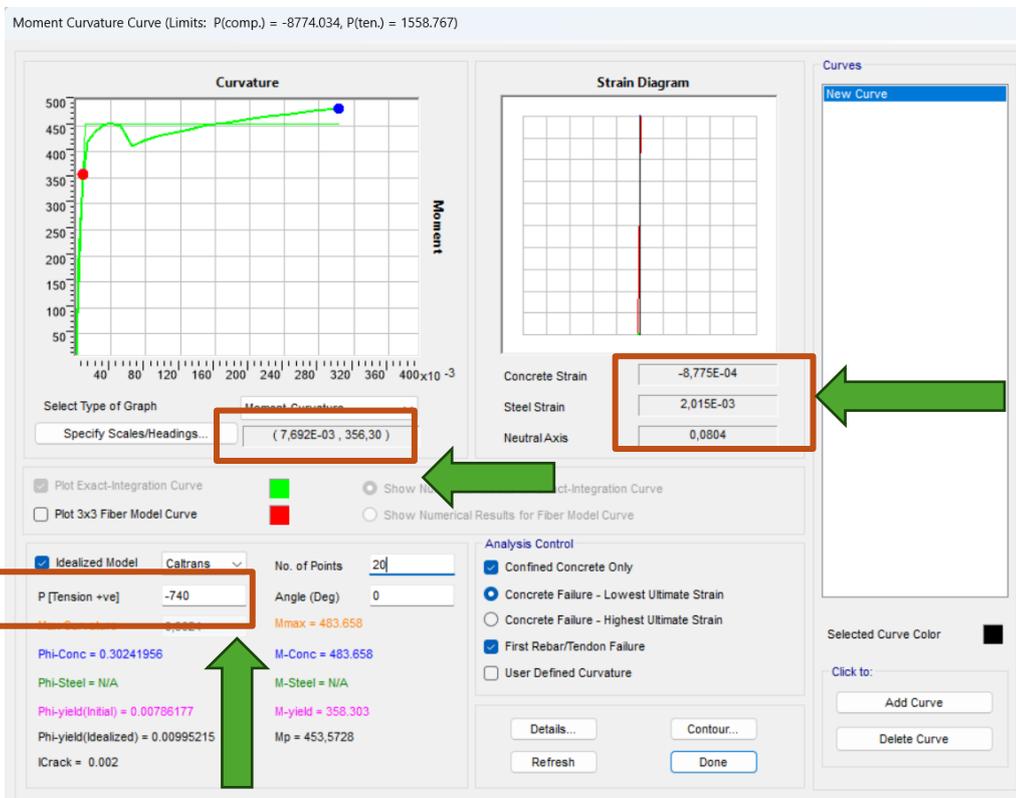


Figura 3.58 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo CLE, Solid concrete pile top.

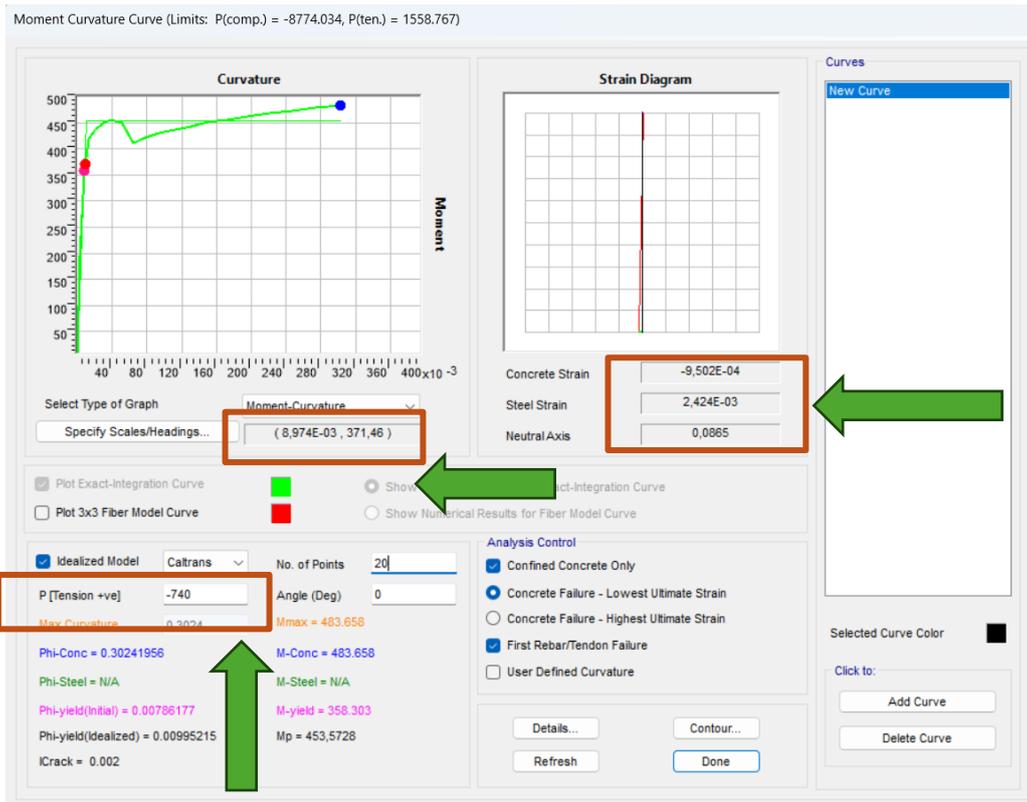


Figura 3.59 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo DE, Solid concrete pile top.

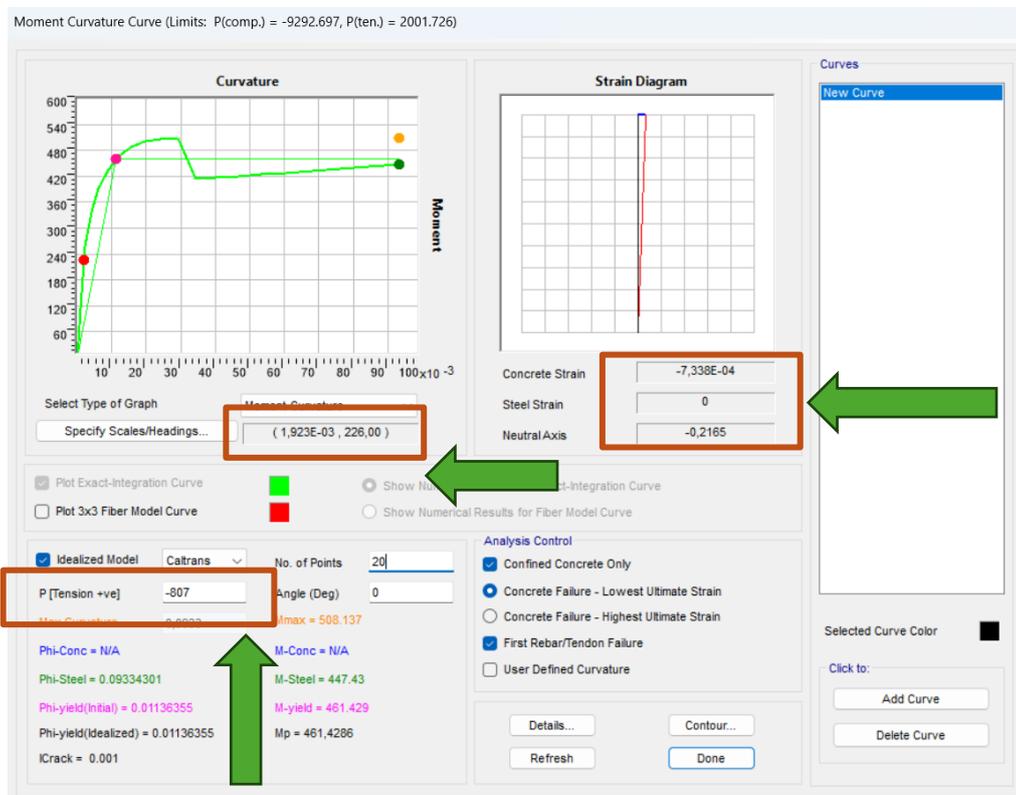


Figura 3.60 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo OLE, Solid concrete pile in ground.

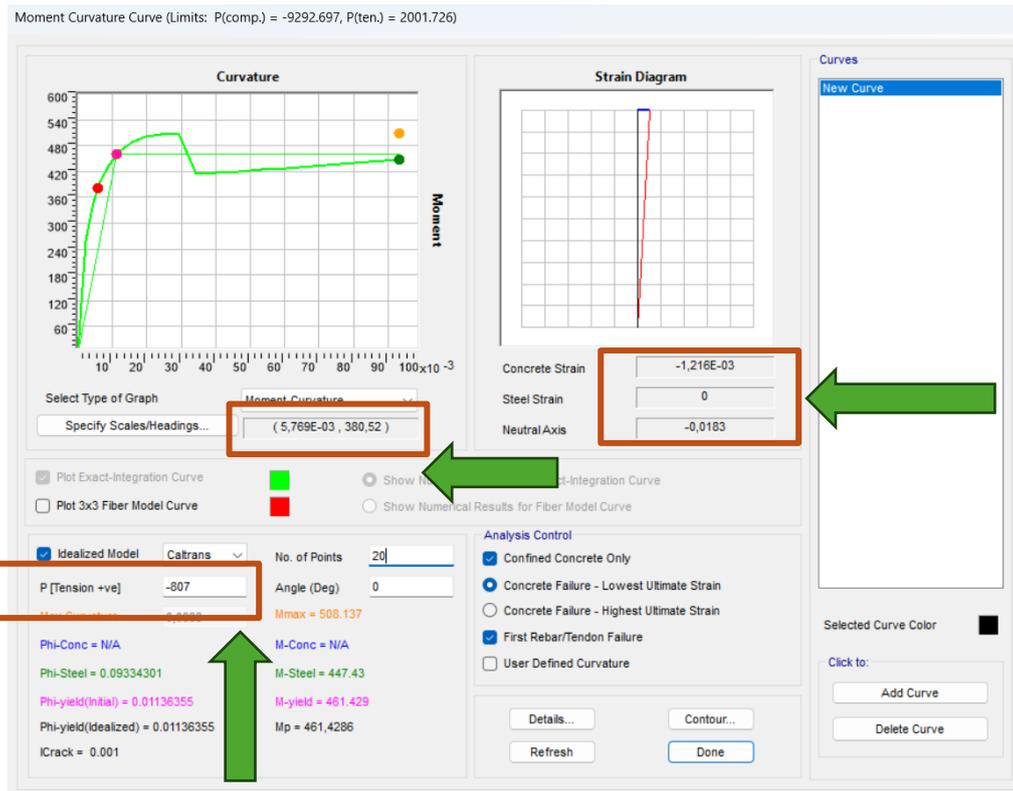


Figura 3.61 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo CLE, Solid concrete pile in ground.

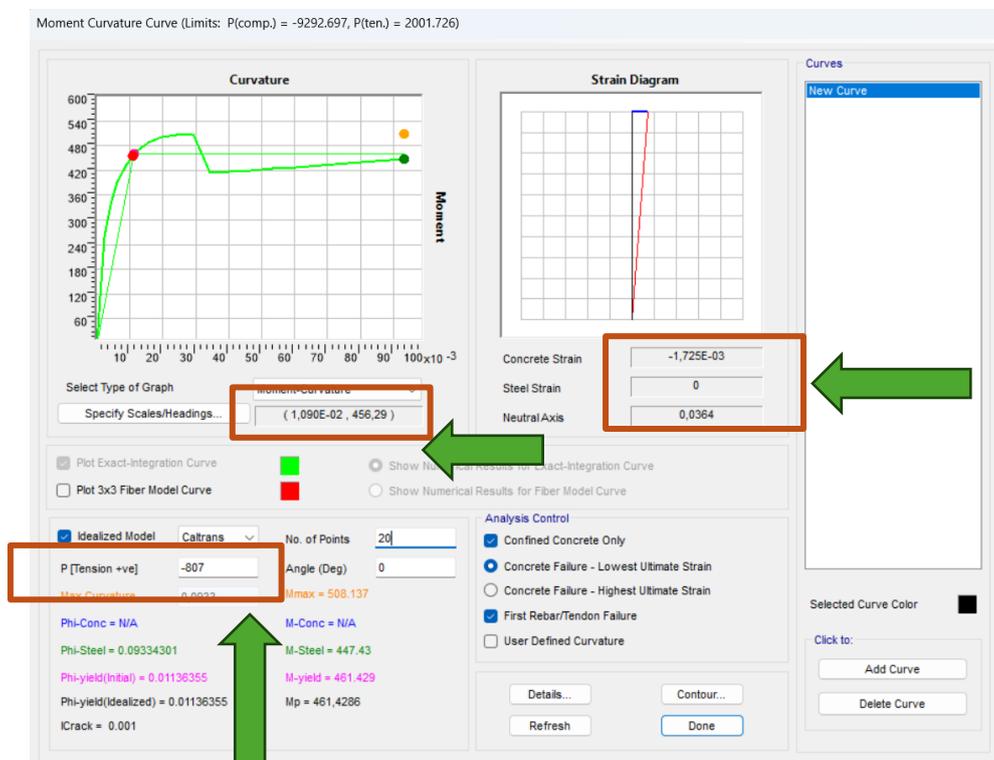


Figura 3.62 Deformación del concreto y acero de refuerzo sismo DE, Solid concrete pile in ground.

Tabla 3.11 Verificación de deformaciones “Solid concrete pile top”, amenazas sísmicas OLE, CLE y DE.

SOLID CONCRETE PILE TOP	Amenazas sísmica		Límite ASCE 61-14	Deformación computada	Estado		Límite ASCE 61-14	Deformación computada	Estado
	OLE	ec	0,005	0,00067	Ok	es	0,015	0,00126	Ok
	CLE	ec	0,017	0,00088	Ok	es	0,06	0,00201	Ok
	DE	ec	NL	0,00095	Ok	es	0,08	0,00242	Ok

Tabla 3.12 Verificación de deformaciones “Solid concrete pile in ground”, amenazas sísmicas OLE, CLE y DE.

SOLID CONCRETE PILE IN GROUND	Amenazas sísmica		Límite ASCE 61-14	Deformación computada	Estado		Límite ASCE 61-14	Deformación computada	Estado
	OLE	ec	0,0050	0,00073	Ok	es	NA	0	Ok
	CLE	ec	0,0080	0,0012	Ok	es	NA	0	Ok
	DE	ec	0,0112	0,0017	Ok	es	NA	0	Ok

Los límites de deformación establecidos por el ASCE 61-14, para la parte superior del pilote para sismo OLE, la deformación del concreto es igual 0.005, para CLE es de 0.017, que depende principalmente del confinamiento volumétrico, para DE, no hay un límite establecido, sin embargo, se puede considerar como límite la deformación el valor que antecede. Las deformaciones computadas del concreto y acero en la parte superior del pilote son:

- Deformación del concreto:
  - OLE: 0.00067
  - CLE: 0.00088
  - DE: 0.00095
- Deformación de acero:
  - OLE:  $0.00126 < 0.015$
  - CLE:  $0.00201 < 0.06$
  - DE:  $0.00242 < 0.08$

Lo mismo es aplicable para el análisis del pilote dentro del suelo, computando los siguientes valores:

- Deformación del concreto:
  - OLE: 0.00073
  - CLE: 0.0012
  - DE: 0.0017
- Deformación de acero: No aplica un límite en este sector para el acero dulce, debido a que únicamente en este tramo interactúa los cables de los torones con su respectiva fuerza de precompresión.

# CAPÍTULO 4

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

- Se implementó en la modelación matemática un software de elementos finitos, donde se pudo definir las distintas secciones que componen la estructura principal del muelle. Se utilizó en general elementos tipo “frame”, conformado por la unión de 2 nudos y un nudo rígido. Adicional, se consideró elementos “multilinear elastic” los cuales representan las propiedades del suelo, cuya finalidad es realizar un modelo acoplado, que incorpore la interacción suelo estructura, mediante la asignación de curvas p-y, diagramas esfuerzo deformación.
- Las curvas py fundamentalmente se basó en dos modelos, para arcillas blandas el modelo soft clay de Matlock y el de arenas por Reese. En la parte superficial del pilote, aproximadamente los 6 primeros metros se componen de arcillas blandas de baja capacidad lateral cuyo rango de rigidez efectiva es de 28 a 1600 kN/m, mientras que el resto de los pilotes se asignó una arena de media a alta compacidad con rigideces efectivas entre 2600 a 73500 kN/m hasta la cota -19.00 msnm. En la medida que se profundiza el suelo, adquiere un mayor confinamiento, por lo tanto, una mayor capacidad de presión pasiva movilizada.
- De los resultados obtenidos de la curva de capacidad, se observa un comportamiento lineal y luego una incursión en el rango no lineal. La ductilidad total obtenida del sistema es de 4.70. Este valor incluye un factor de sobre resistencia de 1.31 (30%) de los materiales. Los valores de deformación en el punto de fluencia es 0.41m y desplazamiento último de 1.48m. Así mismo, el cortante de fluencia obtenido es 489 kN mientras que el cortante último es 512 kN.
- El desempeño estructural del muelle cumple satisfactoriamente según los lineamientos establecidos en la normativa ASCE 61-14. Mediante el método espectro capacidad se calculó la demanda por desempeño para las amenazas sísmicas OLE, CLE y DE cuyos valores de deformación son 0.319m, 0.656m y 1.026m, respectivamente, considerando los factores de amplificación dinámica (DMF). Con base a las curvas esqueleto y los criterios de aceptación se obtuvo la capacidad de la estructura para los sismos OLE, CLE y DE con valores de 0.372m,

0.735m y 1.128m, respectivamente. En virtud de ello, se obtuvo la relación demanda – capacidad menor a 1.00.

- Los valores de deformación unitaria del concreto (“ $\epsilon_c$ ”) y del acero de refuerzo (“ $\epsilon_s$ ”) obtenidos en el análisis son inferiores a los límites establecidos por la normativa ASCE 61-14, por tanto, satisfacen con los requerimientos estipulados en la normativa.
- Los valores de capacidad de deformación máximos del concreto en la cabeza del pilote para los sismos OLE, CLE y DE son 0.005, 0.017 y NL (No existe límite). Así mismo, la deformación máxima del acero de refuerzo en la cabeza del pilote para los sismos mencionados son 0.015, 0.06 y 0.08.
- Los valores de capacidad de deformación máximos del concreto en el suelo para los sismos OLE, CLE y DE son 0.005, 0.008 y 0.0112. Para el de las deformaciones máximas del acero de refuerzo, estas no se aplican debido a que únicamente en este tramo interactúa los cables de los torones con su respectiva fuerza de precompresión.

## 4.2 Recomendaciones

- Realizar ensayos complementarios de sondeos SPT y CPT que permitan capturar la variación en las zonas del proyecto con la finalidad de obtener una menor incertidumbre del suelo.
- El alcance del estudio se basó en propiedades nominales del suelo, en futuras investigaciones se debería compara la respuesta general, con las variaciones de propiedades Lower and Upper Bounds, variación de rigideces. Entre las variables a comparar, curva de capacidad de la estructura, ductilidad del sistema, deformaciones para las distintas demandas y la verificación del desempeño. Para las condiciones de Lower Bound los factores de modificaciones de rigideces deben ser calculados considerando un factor de 0.3, mientras que las condiciones Upper Bound el factor de modificación es de 2.0.
- Generar un modelo tridimensional, para estimar el comportamiento en las dos direcciones principales. Se debe considerar los retrocesos de la losa producto de las estructuras existentes. Tal efecto puede generar distorsiones en planta que pueden afectar el desempeño sísmico del muelle.
- En futuras investigaciones se puede revisar el desempeño estructural considerando un set de registros, análisis tiempo – historia viendo el promedio de

sus respuestas estructurales. Se puede aplicar distintas metodologías para generar el escalamiento y la selección de registros como el método de amplitud scalling o spectral matching.

- Estudiar los análisis cinemáticos generados a los pilotes producto de la degradación del suelo aplicando una deformación unitaria en cada profundidad. Estas deformaciones pueden estimarse a partir de un estudio de respuesta de sitio (Curvas de degradación y amortiguamiento de los materiales).
- Analizar los puntos de desempeño implementando el análisis del método de los coeficientes y espectro de capacidad actualizado del FEMA 440.

# BIBLIOGRAFÍA

- Banco Interamericano de Desarrollo. (2020). *Perfil de Riesgo de Desastres por Evento Sísmico de Ecuador Banco Interamericano de Desarrollo*.  
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.18235/0002852>
- Bento, R., Falcão, S., & Rodrigues, F. (n.d.). *3 th World Conference on Earthquake Engineering NON-LINEAR STATIC PROCEDURES IN PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN*.
- Braja Das. (2019). *Principles.Of.Foundation.Engineering.\_9th.Ed\_Braja.M.Das* (9th ed., Vol. 1). Cengage Learning, Inc.
- Budi Casita, C., & Rasullia Kamandang, Z. (2018). Analytical study of reduced beam sections under monotonic load. *IPTEK Journal of Proceedings Series*.  
<https://doi.org/10.12962/j23546026.y2018i6.4630>
- Chen, X., Zhou, D.-H., Zhang, S.-P., & Wang, P. (2015). New procedure for determining the moment–curvature relationship of a reinforced concrete section. *Magazine of Concrete Research*, 67, 121–132.  
<https://doi.org/10.1680/mac.14.00228>
- Coduto, D. P. ., Kitch, W. A. ., & Yeung, M. Ronald. (2016). *Foundation design : principles and practices*. Pearson.
- Craig D., C., Richard W. Niewiarowski, & Christopher Rojahn. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of concrete structures*.
- El Impacto económico del puerto de Guayaquil en Ecuador*. (n.d.). Retrieved October 14, 2024, from <https://thelogisticsworld.com/logistica-y-distribucion/puerto-de-guayaquil-impulsando-el-crecimiento-economico-del-ecuador/>
- Fellenius, B. H. (2018). *Bases para el Diseño de Bases para el Diseño de Fundaciones Fundaciones* (Mario Terceros Herrera, Trans.; Electrónica).  
[www.Fellenius.net](http://www.Fellenius.net),
- Filaj, E., Seranaj, A., & Leka, E. (2016). Confined concrete behavior influencing factors. *International Research Journal of Engineering and Technology*.  
[www.irjet.net](http://www.irjet.net)
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884.  
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)

- Harvey Wahls. (1984). Undrained Shear Strength. *Transportation Research International Document*, 919.  
<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1983/919/919-002.pdf>
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 36(4), 1–9. [https://doi.org/10.3208/SANDF.36.4\\_1](https://doi.org/10.3208/SANDF.36.4_1)
- Hillel, D. (2003). Soil Physics. *Encyclopedia of Physical Science and Technology*, 77–97. <https://doi.org/10.1016/B0-12-227410-5/00936-4>
- Innovative Geotechnics. (2021, September 23). *Matlock soft clay p-y curve model for laterally loaded piles*. <https://www.pilegroups.com/single-post/matlock-soft-clay-p-y-curve-model-for-laterally-loaded-piles>
- James K. Wight. (2016). *Reinforced Concrete Mechanics and Design* (Holly Stark, Ed.; Seventh).
- Kalibhat, M., Kumar M, A. Y., Kamath, K., Kalibhat, M. G., Kumar, A. Y., Shet, S., & Professor, A. (2019). SEISMIC PERFORMANCE OF R.C. FRAMES WITH VERTICAL STIFFNESS IRREGULARITY FROM PUSHOVER ANALYSIS. In *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*. [www.iosrjournals.org](http://www.iosrjournals.org)
- Keaton, J. R. (2017). Angle of Internal Friction. In P. T. Bobrowsky & B. Marker (Eds.), *Encyclopedia of Engineering Geology* (pp. 1–2). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-12127-7\\_16-1](https://doi.org/10.1007/978-3-319-12127-7_16-1)
- Kulhawy, F. H., & Hirany, A. (2003). Foundations. *Encyclopedia of Physical Science and Technology*, 145–166. <https://doi.org/10.1016/B0-12-227410-5/00874-7>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). *THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE: Vol. Parte 1* (Issue 1).
- Moehle J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Seismic Design of Piers and Wharves*. (2014). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784413487>
- Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils 1*. (n.d.). <https://doi.org/10.1520/D4318-17>

- Stuedlein, A. W., & Li, Q. (2018). *EFFECTS OF HIGH STRENGTH STEEL BARS AND STEEL CASING ON THE RESPONSE OF DRILLED SHAFTS Final Report PROJECT SPR 765*.
- Tavio, T., & Tata. (2009). Predicting Nonlinear Behavior and Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Reinforced Concrete Columns with ANSYS. *Civil Engineering Dimension*, 11(1), 23–31.
- Unnikirishna Pillai, & Devdas Menon. (2021). *Reinforced Concrete Design* (forth). Mc Graw Hill.
- Ventayol Lázaro Albert, & Fernández Tadeo Carlos. (2011). *ARTICULO INGEOPRES* 208. <https://www.fernandeztadeo.com/Adobe/ARTICULO%20INGEOPRES%20208.pdf>
- Zacchei, E., Lyra, P. H. C., & Stucchi, F. R. (2019). *Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf Análise estática não-linear de um cais sobre estacas*. 12(5), 998–1009. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000500003>

# **ANEXOS**