



UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS DE GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

---

# Terraplenes ferroviarios sobre suelos blandos

---

Autor:

Mario MANSILLA YULAN

Director:

Dr. Ing. Diego MANZANAL

Co-Director:

Ing. Osvaldo LEDESMA

30 de octubre de 2017

## Resumen

La problemática que da origen a la tesis es la inestabilidad de los terraplenes del FFCC Mesopotámico en su tramo Concordia-Monte Caseros, que data desde la construcción del proyecto hidroeléctrico Salto Grande en 1978. La construcción del aprovechamiento trajo consigo la inundación de nuevas tierras, dando origen a la modificación de la traza ferroviaria entre las localidades de Concordia y Chajarí.

Desde el comienzo de la construcción de estos terraplenes de altura de hasta 8m y que se encuentran constituido por y sobre arcillas de alta plasticidad, se reportaron, frecuentemente, diversos problemas asociados con el deslizamiento de taludes, hundimiento de vías y socavación del terreno luego de intensas lluvias, lo que trajo aparejado una disminución en la velocidad de circulación de trenes e interrupción del servicio, entre otros.

La presente tesis efectúa un exhaustivo análisis de la problemática en cuestión citando las últimas investigaciones en lo respectivo al estudio de terraplenes sobre suelos blandos, ya sea en casos de construcción nueva, como en remediaciones y mejora de capacidad para mayores prestaciones. Este análisis muestra que la patología de terraplenes ferroviarios constituye una compleja suma de factores tales como, contaminación de balasto, mala calidad y compactación del material del cuerpo del terraplén y/o suelos de fundación blandos que dan origen a asentamientos en el tiempo que obligan a un constante mantenimiento, entre otros factores.

Así se organiza el trabajo en 4 partes. En la primera, denominada «Estado del Arte», en la cual se describen los conceptos asociados a la vía férrea, la mecánica de la vía, el diseño y estabilidad de taludes y el análisis de casos de estudio similares. Luego, prosigue una parte de análisis de documentación, donde se resumen los datos disponibles, información y antecedentes, de manera que el problema quede bien definido. En tercer lugar, se encuentra la parte del modelo, aquí se caracteriza el comportamiento de los materiales involucrados, se estiman los parámetros que los definen y se propone un modelo numérico que responda adecuadamente al problema en cuestión. Por último, se tiene la presentación de la solución técnica modelada, resultados y conclusiones.

# Índice

<b>I Estado del Arte</b>	<b>5</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>5</b>
<b>2. La Vía Férrea</b>	<b>7</b>
2.1. Características generales . . . . .	7
2.2. Superestructura e Infraestructura ferroviaria. . . . .	7
2.2.1. Riel . . . . .	7
2.2.2. Durmientes . . . . .	8
2.2.3. Balasto . . . . .	8
2.2.4. Subbase (Subbalasto) . . . . .	9
2.2.5. Plataforma . . . . .	9
Clasificación de Plataformas . . . . .	9
Capa de forma de la plataforma . . . . .	10
Clasificación de Suelos Constitutivos UIC. . . . .	10
<b>3. Mecánica de la Vía</b>	<b>13</b>
3.1. Solicitaciones Verticales Ejercidas por los vehículos sobre la vía . . . . .	13
3.1.1. Respuesta dinámica de la vía del tren y terraplenes sobre suelos blandos . . . . .	14
3.2. Análisis mecánico del comportamiento de una vía frente a esfuerzos verticales. . . . .	15
Teoría de Zimmermann . . . . .	15
3.3. Aplicación Práctica del Método de Zimmermann . . . . .	17
Riel UIC 54 . . . . .	17
Durmiente . . . . .	18
Balasto - Plataforma . . . . .	18
Formación Ferroviaria . . . . .	18
Factor de Amplificación Dinámica . . . . .	18
Resultados . . . . .	18
3.4. Balasto . . . . .	18
<b>4. Diseño y Estabilidad de Terraplenes</b>	<b>20</b>
4.1. Tipos de falla . . . . .	20
Falla por deslizamiento superficial . . . . .	20
Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes . . . . .	20
Falla por movimiento del cuerpo del talud . . . . .	20
Falla por Rotación . . . . .	20
Falla por Traslación . . . . .	21
Fallas por licuación. . . . .	21
4.2. Estabilidad de Taludes . . . . .	22
Método de Equilibrio Límite . . . . .	22
Bishop simplificado (1955) . . . . .	23
<b>5. Medidas correctivas asociadas a las patologías más frecuentes en terraplenes ferroviarios constituidos sobre suelos blandos</b>	<b>26</b>
5.1. Medidas correctivas en referencia al balasto . . . . .	26
Utilización de geogrillas bajo la capa de balasto . . . . .	29
5.2. Medidas correctivas referidas al cuerpo del terraplén y a sus suelos de fundación . . . . .	31
5.2.1. Construcción en etapas . . . . .	31
5.2.2. Excavación y remoción . . . . .	31
5.2.3. . . . .	31
5.2.4. Drenaje . . . . .	32
5.2.5. Muros de contención, túneles o puentes. . . . .	32
5.2.6. Refuerzos de suelos . . . . .	32
5.2.7. Sistema de pilotes . . . . .	34
5.2.8. Columnas de grava . . . . .	34

5.2.9. Geotextiles basales . . . . .	36
5.2.10. Estabilización a través de la vegetación . . . . .	37
5.2.11. Endurecimiento de suelos . . . . .	39
<b>II Análisis del Estado Actual</b>	<b>40</b>
<b>6. Localización y Antecedentes</b>	<b>40</b>
6.1. Breve reseña de los Ferrocarriles en Argentina . . . . .	40
6.2. Estudios previos . . . . .	41
<b>III Modelo Numérico</b>	<b>44</b>
<b>7. Modelos Constitutivos</b>	<b>44</b>
7.1. Modelo Mohr-Coulomb . . . . .	44
7.2. Hardening-Soil Model [17] . . . . .	45
7.3. Hardening soil model with small-strain stiffness (HSS) . . . . .	47
7.4. Estado de tensiones . . . . .	49
<b>8. Estimación de Parámetros</b>	<b>50</b>
Ángulo de fricción interna $\varphi$ . . . . .	50
Cohesión $c$ . . . . .	51
Ángulo de dilatación $\psi$ . . . . .	52
Resistencia al corte no drenada $S_u$ . . . . .	52
Módulo de Corte Inicial $G_0$ . . . . .	52
Nivel de Distorsión $\gamma_{0.7}$ . . . . .	53
Parámetro $m$ . . . . .	53
Módulo de elasticidad secante en ensayo triaxial drenado $E_{50}^{ref}$ . . . . .	53
Módulo de elasticidad tangente para carga edométrica $E_{oed}^{ref}$ y Módulo de elasticidad para carga/descarga $E_{ur}^{ref}$ . . . . .	53
Módulo de Poisson para carga/descarga $\nu_{0.2}$ . . . . .	53
Comportamiento No Saturado . . . . .	53
Resumen de Parámetros . . . . .	54
<b>9. Respuesta del modelo frente a la situación actual</b>	<b>55</b>
9.1. Refuerzo mediante hinca de rieles por parte de Belgrano Cargas . . . . .	55
9.2. Análisis Límite . . . . .	56
9.3. Plaxis . . . . .	58
9.3.1. Terraplén . . . . .	59
9.3.2. Carga . . . . .	60
9.3.3. Hincado de rieles . . . . .	64
<b>IV Soluciones Técnicas y Conclusiones</b>	<b>65</b>
<b>10. Soluciones modeladas.</b>	<b>65</b>
10.1. Corrección de pendiente y colocación de bermas. Cálculos de estabilidad por el método de equilibrio límite. . . . .	67
10.2. Corrección de pendiente y colocación de bermas. Cálculos de estabilidad por el método de los elementos finitos. . . . .	68
10.3. Procedimiento para mejora con geosintéticos. . . . .	70
<b>11. Conclusiones</b>	<b>73</b>



# Parte I

## Estado del Arte

### 1. Introducción

La utilización de terraplenes de suelos abarca los campos de ferrocarriles, carreteras, diques, presas, entre otros. Los terraplenes se ejecutan para lograr el gradiente vertical buscado que permita continuidad en la traza de la vía ferrea, lograndose mayores velocidades y cargas. En la mayoría de las circunstancias, y debido a cuestiones económicas, se construyen con los materiales de préstamo de suelo disponibles más cercanos a su emplazamiento, excepto en aquellos casos donde son inutilizables (caso en que contengan un alto porcentaje de materia orgánica).

Hasta los años 1930's, la construcción de terraplenes se realizaba vertiendo el material y dejándolo estacionar durante años hasta que se consolidara por acción del peso propio, obteniéndose asentamientos del 3% del total para terraplenes rocosos, 4% para aquellos de arena y 8% para los arcillosos.

La pendiente estándar para estos terraplenes era de 1,5:1 (horizontal:vertical). Sin embargo, terraplenes de alturas mayores de 4m o 5m fallaban tanto en la fase de construcción como luego de algunas temporadas húmedas si contenían un alto porcentaje de arcilla. [19]

Entonces, se tomó la decisión de disminuir la pendiente de esos terraplenes, partiendo de 1,5:1 en el coronamiento a 3:1 en la base. De todas formas, podían ocurrir fallas o deslizamientos, por lo que se solucionaban mediante rellenos en la base, o bien con muros de mampostería en las secciones donde fallaban.

Poco a poco se comenzó a compactar con máquinas y capas dando inicio al estudio de las propiedades del material de relleno.

Dado que cada vez más se buscaron ferrocarriles con mínimos desalineamientos y mayores cargas, la construcción de terraplenes ferroviarios y de carreteras difiere muy poco. Preferentemente, se utilizan materiales granulares, pero suele ser económicamente más viables, utilizar los materiales de suelos más próximos.

En la mayoría de los casos, se construye de a capas de 0,3m compactándose luego con rodillos equipados con vibradores hasta alcanzar cierta densidad seca.

El tiempo de construcción a su vez se toma en cuenta en lo que respecta a la consolidación del suelo, permitiendo que disminuyan las presiones de poros y aumenten las efectivas, otorgándole mayor resistencia al terraplén.

Así, las pendientes estándar siguen siendo de 1,5:1 para materiales granulares, 2:1 para suelos cohesivos de hasta 3m de altura, y de 3:1 para alturas mayores a 3m.

Este procedimiento, da buenos resultados si el contenido de agua no excede por mucho el óptimo establecido por el ensayo de Proctor Estándar. Si el material del fondo está muy húmedo, aparecen las dificultades. Entonces, el aspecto más importante, radica en la humedad del suelo y en cómo lograr la óptima en vistas de construir el terraplén.

La efectividad de la compactación depende solo del contenido de humedad del suelo de la capa durante este proceso. Para alcanzar la densidad seca para el 100% de compactación, el suelo debe tener el contenido óptimo de humedad.

Si el contenido de humedad es alto, y el clima también lo es, impidiendo un secado, no hay compactación que pueda satisfacer una especificación del 90-95% de la densidad seca estándar. En estos casos, un rediseño en función de estas circunstancias, es necesario.

La presencia de agua influye en la estabilidad de los taludes siendo frecuentes las erosiones en la superficie por las aguas de lluvia tal como sucede en este caso de análisis. Resultan, entonces, frecuentes los desprendimientos ocasionados por el reblandecimiento de capas blandas que se mojan haciendo deslizar sobre ellas otras de materiales duros y las deformaciones de base de los propios taludes por merma de la capacidad portante de las capas inferiores humedecidas.

El uso de arcillas bastante duras tiene como contrapartida la desventaja de su posible expansión al estar en contacto con el agua, lo que puede ocasionar fisuras que pueden llegar a inducir deslizamientos. Resulta entonces importante analizar en muestras de estas arcillas las condiciones en las cuales se produce el hinchamiento. La capacidad de hinchamiento en general está relacionada, en un análisis preliminar, con el índice de plasticidad. De hecho, dentro de los problemas geotécnicos en terraplenes, existe una fuerte correlación entre la cantidad de incidentes ocurridos y la plasticidad local de los suelos.

Si una arcilla de alto potencial de hinchamiento debe usarse, entonces se deben minimizar los efectos colocándola con el contenido de humedad más alto posible, siempre y cuando se asegure que no habrá

variaciones de humedad (secado equivalente a contracción y humedecimiento, a expansión). Además, es muy recomendable colocar, al menos, 1m de materiales no susceptibles al hinchamiento como sobrecarga.

Los terraplenes del FFCC Mesopotámico en su tramo Concordia-Monte Caseros, presentan varias características enunciadas anteriormente y que están aparejadas a problemas tanto constructivos como de estabilidad. Se trata pues de terraplenes de gran altura (hasta 8m) constituidos por arcillas blandas de alta plasticidad, que han sido emplazadas con humedades mayores a las óptimas y con pendientes excesivamente pronunciadas. Terraplenes también que se someten a ciclos de humedecimiento pues no contienen un drenaje adecuado ante las aguas de lluvia. Así, es como desde el comienzo de su construcción se reportaron frecuentemente diversos problemas asociados con el deslizamiento de taludes, hundimiento de vías, socavación del terreno, disminución en la velocidad de circulación de trenes, entre otros.

## 2. La Vía Férrea

El objetivo del presente capítulo es desarrollar los conceptos clásicos referidos a la concepción de una vía férrea sobre balasto, con el fin de poder luego profundizar en las ecuaciones que permitan calcular solicitaciones sobre los terraplenes de estudio.

### 2.1. Características generales

Para conseguir la rodadura y el guiado del material rodante, en condiciones de seguridad y confort, es necesario realizar un conjunto que soporte, con débiles deformaciones elásticas, los esfuerzos normales producidos por la circulación de los trenes y que, a su vez, no transmita a la plataforma más que tensiones compatibles con la resistencia admisible del terreno que la constituye. Es decir, que las características esenciales de la vía ferroviaria son su resistencia, flexibilidad y continuidad.[6]

1. La resistencia es necesaria para que la vía no adquiera deformaciones permanentes y pronunciadas al paso de las cargas.
2. La flexibilidad o elasticidad de la vía se requiere para que ésta no forme un conjunto rigurosamente indeformable, ya que si así fuera se producirían sobrecargas ante el paso del material rodante. Entonces, en conjunto con el punto anterior, el desafío consiste en obtener una construcción suficientemente rígida para soportar grandes cargas no suspendidas y capaz, por otro lado, de absorber las vibraciones causadas por la circulación a gran velocidad, produciendo una rodadura suave.
3. Continuidad geométrica, tanto en planta como en su perfil. La vía, tal como está definida por su perfil y planta, constituye, en efecto, una curva esencialmente discontinua, no solamente a causa de la discontinuidad propia de los carriles en las juntas (circunstancia resuelta en la vía soldada), sino por el hecho de encontrarse formada por tramos de inclinación y curvatura distintas. La continuidad debe lograrse no sólo desde el punto de vista estático, sino también desde el dinámico. Para ello resulta necesario que la elasticidad de la vía sea aproximadamente la misma en todos los puntos, y que la figura de ella permanezca continua al paso de las cargas.

Para su análisis, la vía férrea sobre balasto se divide en:

- Infraestructura, formada por la plataforma,
- Superestructura, conformada por los rieles, los durmientes, el balasto y subbalasto.

### 2.2. Superestructura e Infraestructura ferroviaria.

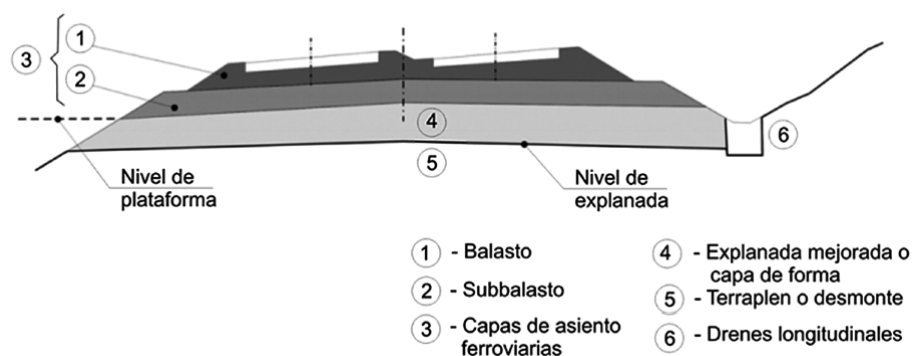


Figure 1: Sección transversal típica de un terraplen ferroviario y sus principales componentes.

#### 2.2.1. Riel

Si bien el riel no forma parte esencial del análisis del presente trabajo, se detallan sus características fundamentales en lo respectivo a su comportamiento mecánico en la vía. Así, sus principales funciones son, en primer lugar, resistir los esfuerzos estáticos y dinámicos ejercidos por el material rodante y transmitirlos,

a su vez, a los restantes elementos que componen la estructura de la vía. En segundo lugar, efectuar el guiado unidireccional de las llantas en su movimiento, lo que realiza gracias a la forma de su cabeza y a las pestañas de que están dotadas las ruedas, circunstancia que produce desgastes en ambas. Y por último, servir de conductor de la corriente eléctrica necesaria para la señalización y de circuito de retorno en el caso de tracción en líneas electrificadas.

El peso es la característica esencial, que proporciona una idea sobre el tipo y potencialidad del riel. Se expresa en kilogramos por metro lineal. El peso está estrechamente ligado a la carga por eje, velocidad de circulación y densidad de tráfico de las líneas. [6]

Se mencionan, entre otras, las siguientes fórmulas empíricas para su predimensionamiento:

- $Q = 2,5.P$  propuesta en el Congreso Ferroviario de El Cairo de 1968.
- $Q = \frac{V_{m\acute{a}x}}{2,2}$  para  $V_{m\acute{a}x} < 160 \frac{km}{h}$
- $Q = 31,046.T^{0,203}$  fórmula de SHULGA, siendo T el tráfico anual en millones de toneladas brutas.[37][6]
- Fórmula del profesor SHAJUNIANZ, la cual sintetiza las tres anteriores: [37][6]

$$Q = a(1 + T)(1 + 0,012.V)P \quad (1)$$

Siendo en cada una de estas fórmulas:

- V: velocidad de circulación (km/hr)
- P: carga por eje (t)
- a: tipo de vehículo más desfavorable 1,2 vagones; 1,13 locomotoras.

En nuestro caso, por no poseer datos respecto al tráfico, se dimensionará para una carga por eje de 20t y una velocidad de  $120 \frac{km}{h}$ , podemos decir que el peso por eje del riel estará entre  $50 \frac{kg}{m}$  y  $54,5 \frac{kg}{m}$ . Por lo que podemos dimensionar la vía para un riel UIC54 de  $54,43 \frac{kg}{m}$ , el cual es comunmente utilizado en el país.[6]

### 2.2.2. Durmientes

Los durmientes son elementos de diferentes materiales que, situados en dirección transversal al eje de la vía, sirven de sostén a los rieles, fijándolos y asegurando su posición y separación. Estructuralmente, recibe las cargas verticales y horizontales transmitidas por los rieles y las reparte sobre el balasto, a través de su superficie de apoyo. Mantiene la estabilidad de la vía, frente a los esfuerzos dinámicos debidos al paso de los trenes y ante los procedentes de las variaciones de temperatura sufridas por los rieles evitando el pandeo de la vía.

En nuestro país, en general, salvo en vías recientemente construidas o renovadas donde el hormigón está predominando, los durmientes son de madera dura, quebracho colorado o bien quebracho blanco; siendo el primero preferido por sus cualidades tánicas.[6]

El durmiente de trocha media tiene, en general, las siguientes dimensiones 0,12 m x 0,24 m x 2,50 m (la longitud se estima según la medida de la trocha más un metro) y su peso es de aproximadamente 100 kg para el de quebracho colorado y de 70 kg para el de quebracho blanco tratado.[7]La separación entre durmientes, se considera normalmente de 60cm.

### 2.2.3. Balasto

El balasto, como elemento estructural de la vía clásica, es un elemento que está formado por un conjunto de partículas granulares de diferentes tamaños (entre 20mm y 63mm) y formas sobre el que apoyan los durmientes y que se coloca sobre el plano de formación o plataforma de la vía, El balasto cumple varias funciones: reparte uniformemente sobre la plataforma las cargas que le transmite el durmiente, de manera tal que su tensión admisible no sea superada; arriestra los durmientes (asegura lateralmente los durmientes y previene importantes asentamientos [36]), y estabiliza vertical, longitudinal y transversalmente la vía; amortigua a través de su estructura pseudo-elástica, las acciones de los vehículos sobre la vía; protege a la plataforma de las variaciones de humedad provenientes del medio ambiente; facilita el drenaje de las aguas de lluvia para que sea evacuada de la plataforma; y posibilita la recuperación de los parámetros geométricos de la vía mediante operaciones de alineación y nivelación tanto longitudinal como transversal mediante bateado mecanizado.[6]

El espesor mínimo de la capa de balasto en recta es de 0,25m para velocidades menores a 120km/h y de 0,30m para velocidades mayores a 120km/h.[9] Completando la información de un perfil normal de balasto, se añade que la pendiente de los taludes está fijada en 3 de base por 2 de altura.[5]

#### 2.2.4. Subbase (Subbalasto)

Se encuentra constituida por una o varias capas, con la misión de contribuir al reparto de cargas y a dotar a la vía de la rigidez vertical adecuada, absorber vibraciones, evitar la contaminación del balasto por ascenso de finos, proteger la plataforma contra las heladas y evacuar las aguas de lluvia.

En el caso más general estará compuesta, de arriba a abajo, por las capas siguientes:

1. Subbalasto: constituido por grava arenosa de granulometría continua, compactada al 100 % del PM, no deformable al paso de maquinaria de obra y de baja permeabilidad, con el fin de proteger a la plataforma del agua de lluvia,[10]
2. Capa de cimentación: constituida por grava o zahorra bien graduadas de granulometría continua, compactada al 100 % del PN y no deformable al paso de la maquinaria de obra. Se suele utilizar sobre explanadas o superficies del terraplén o excavación de capacidad portante media, no siendo necesaria, en general, sobre suelos QS3.
3. Capa anticontaminante: constituida por arena de granulometría continua. Se suele utilizar sobre explanadas de baja capacidad portante. A veces se sustituye por otra capa de granulometría uniforme con función drenante.
4. Filtro anticontaminante (geotextil): reduce el ascenso de los finos de la explanada a las capas superiores, facilitando la puesta en obra de éstas. Además, reduce la formación de roderas sobre la plataforma al paso de la maquinaria de obra.

Lo habitual es que la subbase esté constituida por una única capa de subbalasto.[9]

En caso de no disponerse de datos más precisos pueden tomarse los valores de referencia para balasto (B) y subbalasto (Sb) indicados en la tabla siguiente

	E [MPa]	$\nu$	c [MPa]	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Balasto</b>	130	0,2	0	45	15
<b>Subbalasto</b>	120	0,3	0	35	19

Figure 2: Valores de referencia para Balasto y Subbalasto

#### 2.2.5. Plataforma

La plataforma es la parte más profunda de la vía y es aquella que debe soportar en último término todos los esfuerzos producidos por la marcha del tren. La misión principal de una plataforma es la de soportar los esfuerzos estáticos y dinámicos de los trenes y de la propia vía que se transmiten a través de las capas de asiento. A su vez, debe ser capaz de evacuar el agua. Si ésta se encuentra en la plataforma genera graves alteraciones, pues disminuye su capacidad portante, puede provocar procesos de expansión de arcillas y contaminación del balasto, aumenta el efecto nocivo de las heladas disgregando el material y puede ocasionar corte de terraplenes, hundimientos y cortes de vía.[6]

**Clasificación de Plataformas** La capacidad portante de una plataforma depende de la calidad de su material constituyente, así se clasifican en tres grupos:

- P1: Capacidad Portante Baja.  $CBR \leq 5$
- P2: Capacidad Portante Media.  $5 < CBR < 20$
- P3: Capacidad Portante Alta.  $20 < CBR$

Como criterio para esta tesis y por los tipos de vías ferreas y prestaciones que se requieren en Argentina, sólo se considerarán plataformas del tipo P1 y P2, siendo las P3 para trenes de alta velocidad que aún no se utilizan en nuestro país.

**Capa de forma de la plataforma** Es la capa superior de remate y coronación de la explanada o superficie del terraplén o excavación. Su función principal es mejorar la capacidad portante de ésta. Ha de ser compactable y de mejores características que las de la explanada; su espesor se determina en función de la clase de plataforma buscada, y la calidad de los suelos del terraplén. En cuanto a la aptitud para la utilización en capa de forma, se seguirán los criterios estipulados en la tabla siguiente.

<b>APTITUD DE LOS MATERIALES PARA CAPA DE FORMA</b>	<b>MATERIAL</b>
<b>SIEMPRE UTILIZABLES</b>	QS 2.3 QS 3.1 QS 3.2
<b>UTILIZABLES CON CONDICIONES</b> (se justificará adecuadamente su uso teniendo en cuenta el contenido de agua, condiciones climáticas, altura limitada de terraplén, revestimiento con protección de mejor calidad, capa sándwich, etc.)	QS 1.1 con LL < 35 QS 1.3 QS 1.4 QS 1.5 QS 2.1 QS 2.2
<b>NO UTILIZABLES</b>	El resto

Figura 3: Aptitud de los materiales para la capa de forma.

**Clasificación de Suelos Constitutivos UIC.** En función de sus características la norma ferroviaria UIC distinguen cuatro categorías de suelos: [11]

- QS0 Suelos inadecuados o de difícil mejora para la correcta ejecución de las capas de asiento (suelos orgánicos, solubles, arcillas expansivas, etc.). Estos suelos deben sustituirse o tratarse con ligantes (suelo cemento, suelo cal).
- QS1 Suelos malos (del 40% al 15% de finos, rocas muy evolutivas, margas, etc.).
- QS2 Suelos regulares (menos del 15% de finos y rocas de dureza media).
- QS3 Suelos buenos (menos del 5% de finos y rocas duras).

En el caso de estudio de esta tesis, las arcillas blandas que forman parte del cuerpo del terraplén y, en algunos casos, también el suelo de fundación, se tratan de suelos tipo QS0, los cuales se tratan de aquellos que tienen mayores problemas para lograr la estabilidad necesaria.

En la siguiente tabla, extraída de la norma UIC 719 R[11] puede observarse una descripción detallada de las características que permiten clasificar geotécnicamente un suelo en una de estas cuatro categorías.

TIPO DE SUELO (clasificación geotécnica)	Clase de calidad de suelos
0.1. Suelos con alto contenido de materia orgánica. 0.2. Suelos blandos, con contenidos de más del 15 % de finos <sup>a</sup> , con alto contenido de humedad, inapropiados para compactar. 0.3. Suelos tixotrópicos (p.e.: arcillas de gran susceptibilidad). 0.4. Suelos conteniendo material soluble (p.e.: rocas salinas o yeso). 0.5. Terreno contaminado (p.e.: residuos industriales). 0.6. Suelos con un contenido medio de materia orgánica. 0.7. Suelos de alta plasticidad, con más del 15% de finos, suelos colapsables <sup>c</sup> o suelos expansivos <sup>d</sup> .	QS0
1.1. Suelos conteniendo más del 40 % de finos <sup>a</sup> (excepto los suelos clasificados como 0.2 o 0.7). 1.2. Rocas muy susceptibles a la meteorización. P.e.: – Cretas con $\rho_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ y alta friabilidad. – Margas. – Esquistos meteorizados.	QS1
1.3. Suelos conteniendo entre el 15 y el 40 % de finos <sup>a</sup> (excepto los clasificados como 0.2 o 0.7). 1.4. Rocas moderadamente susceptibles a la meteorización. P.e.: – Cretas con $\rho_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ y baja friabilidad. – Esquistos no meteorizados.  1.5. Rocas blandas. P.e.: Con Microdeval húmedo (MDH) > 40 y Los Ángeles (LA) > 40.	QS1 <sup>e</sup>

Figura 4: Clasificación de Suelos UIC

<p>2.1. Suelos conteniendo entre el 5 y el 15 % de finos<sup>a</sup>, excepto los suelos colapsables<sup>c</sup>.</p> <p>2.2. Suelos uniformes (<math>CU \leq 6</math>), conteniendo menos del 5 % de finos<sup>a</sup>, excepto los suelos colapsables<sup>c</sup>.</p> <p>2.3. Rocas moderadamente duras.</p> <p>P.e.:</p> <p>Con <math>25 &lt; MDH \leq 40</math> y <math>30 &lt; LA \leq 40</math>.</p>	<p>QS2<sup>f</sup></p>
<p>3.1. Suelos bien graduados, conteniendo menos del 5 % de finos<sup>a</sup>.</p> <p>3.2. Rocas duras.</p> <p>P.e.:</p> <p>Con <math>MDH \leq 25</math> y <math>LA \leq 30</math></p>	<p>QS3</p>

- a. Estos porcentajes están obtenidos del análisis granulométrico realizado al material que pasa por el tamiz de 63 mm.; estos porcentajes pueden ser incrementados hasta un 5 % si se toma un número suficientemente representativo de muestras.
- c. El asiento en el ensayo de colapso es superior al 1 % para muestras inalteradas o remoldeadas con la densidad del ensayo Proctor Normal y una presión normal de 0,2 MPa.
- d. El hinchamiento libre es superior al 3 % para muestras inalteradas o remoldeadas con la densidad del ensayo Proctor Normal.
- e. Estos suelos pueden entrar en la clase QS2 si las condiciones hidrogeológicas e hidrológicas son buenas.
- f. Estos suelos pueden entrar en la clase QS3 si las condiciones hidrogeológicas e hidrológicas son buenas.

Figura 5: Clasificación de Suelos UIC (continuación)



### 3. Mecánica de la Vía

Luego de haber introducido los componentes de la vía y sus funciones principales, se continúa por enunciar el análisis clásico con el que se realiza el dimensionamiento de los componentes de la vía férrea.

#### 3.1. Solicitaciones Verticales Ejercidas por los vehículos sobre la vía

A partir del análisis de la interacción entre la vía y el vehículo, se tienen las bases para establecer los parámetros de dimensionamiento de la vía férrea. Así, es como los esfuerzos verticales constituyen el criterio de base para el diseño de los componentes de la vía, los esfuerzos transversales determinan la velocidad de circulación y los longitudinales deben ser considerados al momento de analizar el pandeo del riel.

Para el caso de las cargas verticales, se tienen que tener en cuenta, desde luego, el peso de las formaciones junto con su carga, así como también la velocidad a la que circulan. Además, es sumamente importante para la consideración de las cargas verticales el estado de conservación de las vías (irregularidades en el riel, desperfectos en la superficie de contacto, soldaduras mal ejecutadas, planos en las ruedas, entre otros) y la rigidez vertical de la misma como se muestran en los siguientes gráficos:

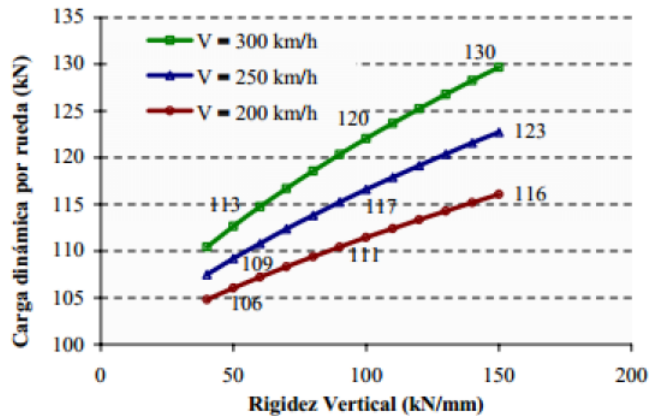


Figura 6: Sobrecarga dinámica en función de la rigidez vertical de la vía para distintas velocidades.

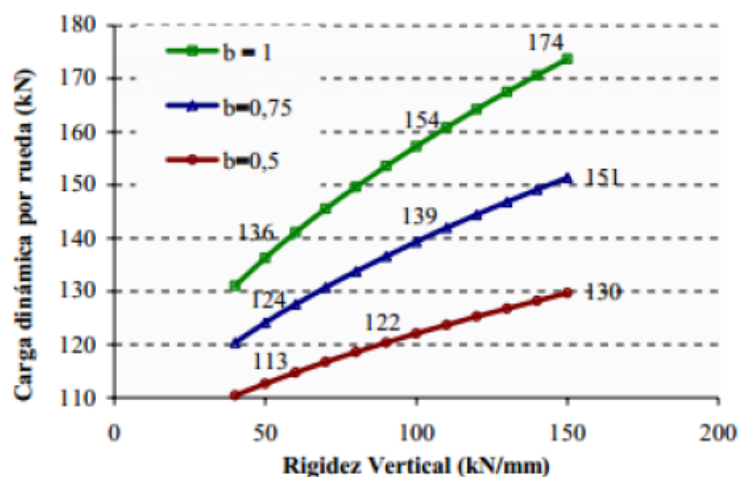


Figura 7: Sobrecarga dinámica en función de la rigidez vertical de la vía para distintas velocidades para distintos estados de vía.

Experimentalmente, las cargas dinámicas asociadas al paso de un ferrocarril a determinada velocidad tienen la siguiente formulación[8]:

$$Q_d = Q_E \cdot f(V)$$

$Q_d$  :Carga por rueda ejercida sobre la superficie del riel.

$Q_E$  :Carga estática por rueda.

El profesor Eisenmann (1969)[8] encontró que la distribución de esfuerzos verticales, para una velocidad de hasta 200km/hr, seguía una distribución normal y podía estimarse de la siguiente manera.

Así,

$$Q_d = Q_E \cdot (1 + t \cdot s \cdot \varphi)$$

Donde,

$t$ : factor de seguridad estadística

$t = 1$  68,3 % de los valores medidos

$t = 2$  95,5 % de los valores medidos

$t = 3$  99,7 % de los valores medidos

$s$ : factor dependiente de la calidad de la infraestructura de la vía

$s = 0,1$  para vías en muy buen estado

$s = 0,2$  para vías en buen estado

$s = 0,3$  para vías en mal estado

$\varphi$ : factor dependiente de la velocidad

$$\varphi = 1 + \frac{v - 60}{140}$$

con  $v$  en km/h.

En lo que refiere a prestaciones de alta velocidad, se debe analizar el estudio realizado por Prud'Homme (existe también una modificación en la fórmula de Eisenmann para velocidad de circulación más altas). Para el análisis aquí realizado, esta situación excede las condiciones para las que se dimensiona actualmente en Argentina, pero vale la pena mencionar las conclusiones de este estudio realizado a fin de disminuir las cargas dinámicas provocadas:

- Reducir el nivel de los defectos admisibles en los carriles.
- Disminuir el peso no suspendido de los vehículos.
- Disponer de vías con la menor rigidez vertical posible (se debe tener en cuenta que a menor rigidez de la vía, mayor es la potencia disipada (Sauvage y Fortín (1982)), por lo que se trata de una relación de compromiso). Así, para velocidades de 200km/h, los valores óptimos de rigidez de vía se sitúan en torno a los 5 o 6 t/mm, lo cual a su vez disminuye los costes de mantenimiento.

### 3.1.1. Respuesta dinámica de la vía del tren y terraplenes sobre suelos blandos

Respecto al análisis dinámico de las cargas ferroviarias resulta interesante destacar el análisis realizado en la línea férrea entre Dublín y Belfast, Irlanda, la cual fue construida durante los años 1850's. Específicamente, en las zonas de los pantanos Adavoyle y Brackagh, la construcción fue realizada sobre suelos blandos turbosos, pobremente drenados, de baja resistencia, utilizando ramas de árbol emplazadas directamente sobre el terreno, y sobre las mismas se construyeron los terraplenes de entre 2 y 4.2m de altura. Éstos estaban constituidos por el suelo del lugar como relleno liviano y cubierto por una capa de balasto. Éstas áreas además, se encuentran inundadas en invierno hasta 0.4m sobre el nivel del terreno.

El estudio de este sector, se vio motivado por un deterioro en algunas secciones de la vía que ha llevado a un aumento de la frecuencia de mantenimiento, debido a pérdidas de alineación. Lo que, a su vez, trajo aparejado una disminución de la velocidad de circulación de los trenes. Todos estos problemas comenzaron a incrementarse en los últimos 10 años, con el reemplazo de locomotoras que introducen cargas de 1095kN a 145km/h en vez de 986kN a 113km/h, y el aumento de la capa de balasto en 1m. Se diseñó una metodología que permita medir la respuesta dinámica (desplazamientos) del terraplén bajo carga. Se efectuaron una serie de mediciones bajo distintos estados de carga y de humedad del terreno. Para modelizar al terreno, se optó por medir los desplazamientos verticales que experimentaba el conjunto. El análisis propuesto se basa en la teoría de Winkler, desde un punto de vista analítico y elementos finitos. El método de Winkler, fue elegido por su simplicidad conceptual y porque provee una adecuada representación de los resultados. Así, el tren

es simplificado como una serie de cargas puntuales moviéndose a velocidad constante a lo largo de una viga infinita soportada por apoyos viscoelásticos discretos. A su vez, el sistema puede ser modelado de dos formas distintas, por un lado la viga puede comprender solamente el paquete de rieles y durmientes, mientras que la fundación viscoelástica se encuentra constituida por el terraplén la base y la subbase, mientras que por el otro, el terraplén se encuentra comprendido dentro del elemento de viga. De esta manera, se calcula la rigidez de la viga para cada uno de los casos y se estima una rigidez de la fundación con los datos obtenidos de los desplazamientos. El segundo de los análisis, con la capa de balasto incluida dentro del elemento de viga resultó un modelo mucho más fidedigno para los resultados encontrados. De los resultados analíticos, se concluyó que la componente dinámica del desplazamiento era mucho menor que la estática, encontrando su razón principalmente en la baja calidad del suelo base. Entonces, una disminución en la velocidad de servicio no iba a provocar importantes disminuciones de desplazamientos verticales. Además, la velocidad crítica que produciría asentamientos importantes, era mucho mayor a la que presentaba el tren en servicio, por lo que eran inusuales los asentamientos registrados. [28]

Así, las soluciones analizadas más efectivas, resultaron ser aquellas que se orientaban a rigidizar el terraplén y su fundación, reduciendo en un 50 % los desplazamientos al duplicar el módulo de elasticidad.

### 3.2. Análisis mecánico del comportamiento de una vía frente a esfuerzos verticales.

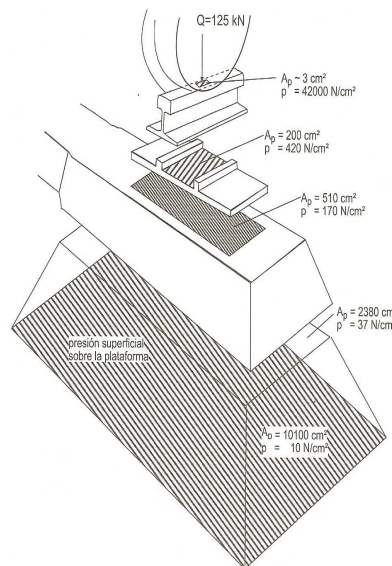


Figure 8: Viaje de cargas desde el riel hasta la plataforma

El conocimiento del comportamiento mecánico permite efectuar el dimensionamiento preciso de la vía férrea, asegurando las prestaciones requeridas y la optimización de recursos. La respuesta de la vía al paso de los vehículos viene dado por la flexión del carril y las traviesas en un medio compresible constituido por el sistema balasto-capas de asiento-plataforma. Los estados tensionales y deformacionales originados por la citada flexión se evalúan por el método de Zimmermann. Por su parte, la interacción rueda-riel se estudia en base a la teoría de Hertz de contacto entre dos cuerpos sólidos.

**Teoría de Zimmermann** Dado que el riel se encuentra apoyado sobre durmientes muy próximos entre sí, respecto de la longitud de onda «a» de la elástica dada por la ecuación  $a = \frac{2 \cdot \pi}{L_e}$ . Se puede considerar al riel apoyado sobre un medio elástico continuo, respondiendo entonces a la ecuación:

$$\sigma = c \cdot y$$

- $\sigma$ : tensión aplicada en la superficie de dicho medio elástico
- $y$ : asiento provocado por dicha tensión
- $c$ : coeficiente de balasto o coeficiente de Winkler

De esta manera, bajo este esquema se plantea la ecuación diferencial de una viga de longitud infinita apoyada sobre un medio elástico continuo, obteniéndose lo siguiente:

$$E.I. \frac{d^4 y}{dx^4} + b.c.y = 0$$

Su integración para el caso de una carga puntual  $Q$  resulta da como resultado los siguientes valores de asiento y momento en el punto de aplicación de la carga:

$$y = \frac{Q}{2.b.c.} \sqrt[4]{\frac{b.c}{4.E.J}}$$

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4.E.J}{b.c}}$$

Por su parte, la presión que actúa en la cara inferior de la viga es:

$$\sigma = c.y = \frac{Q}{2.b} \sqrt[4]{\frac{b.c}{4.E.J}}$$

Ahora bien, si se quiere establecer una solución acorde al caso de rieles sobre durmientes, se debe realizar una adaptación que se debe a Timoshenko, Saller y Hanker, visualizado en el siguiente gráfico:

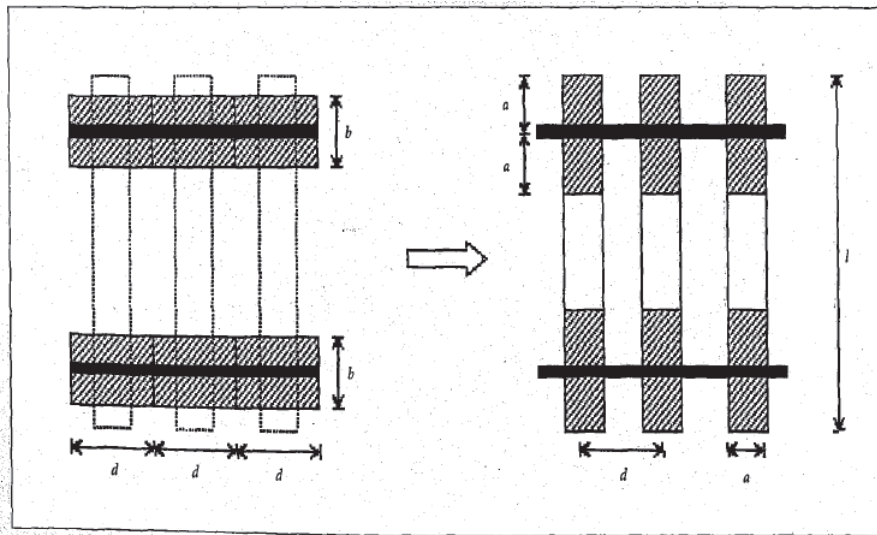


Figura 9: Transformación de apoyo longitudinal continuo a apoyo sobre traviesas.

Si el trabajo del carril en ambos casos es el mismo, la superficie de apoyo ofrecida por los dos sistemas también debe serlo, entonces:

$$b.d = F$$

Si se despeja  $b$ , y se sustituye en las expresiones de Zimmermann, resulta:

$$y = \frac{Q.d}{2.F.c} \sqrt[4]{\frac{F.c}{4.E.J.d}}$$

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4.E.J.d}{F.c}}$$

$$\sigma = \frac{Q.d}{2.F} \sqrt[4]{\frac{F.c}{4.E.J.d}}$$

Donde:

$Q$  =carga por rueda (kg)

$d$  =distancia entre durmientes (cm)

$c$  =coeficiente de balasto (kg/cm<sup>3</sup>)

$F$  =área de apoyo de los durmientes por riel (cm<sup>2</sup>)

$E$  =módulo de elasticidad del riel (kg/cm<sup>2</sup>)

$J$  =momento de inercia del riel respecto al eje horizontal (cm<sup>4</sup>)

Éstas ecuaciones son las bases de los cálculos actualmente empleados en el dimensionamiento de una vía, desarrollado teóricamente en sus inicios por Zimmermann y comprobado experimentalmente por Eisenmann durante el periodo 1960-1975. [8]El principal problema de estas ecuaciones radica, desde luego, en estimar el valor del coeficiente de balasto. Pues, se debe plasmar en un valor la totalidad de la información del suelo base que soporta a los durmientes y rieles, y esto resulta prácticamente imposible.

Ahora bien, para el caso más real de un bogie con varios ejes, es necesario realizar una integración aplicando el principio de superposición de efectos para varias cargas puntuales de valor  $Q_i$  separadas a una distancia  $X_i$  actuando en la superficie del carril. Así, se obtienen las siguientes funciones:[12]

$$y(x) = \frac{d}{2.F.c.L_e} \cdot \sum \left[ P_i \cdot e^{-\frac{[x-X_i]}{L_e}} \cdot \left[ \cos\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) + \text{sen}\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) \right] \right]$$

$$\sigma(x) = \frac{d}{2.F.L_e} \cdot \sum \left[ P_i \cdot e^{-\frac{[x-X_i]}{L_e}} \cdot \left[ \cos\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) + \text{sen}\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) \right] \right]$$

$$M_e(x) = \frac{L_e}{4} \sum \left[ P_i \cdot e^{-\frac{[x-X_i]}{L_e}} \cdot \left[ \cos\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) - \text{sen}\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) \right] \right]$$

$$R_e(x) = \frac{-1}{2} \sum \left[ P_i \cdot e^{-\frac{[x-X_i]}{L_e}} \cdot \cos\left(\frac{[x-X_i]}{L_e}\right) \right]$$

donde,

$L_e$  =Longitud elástica.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.J.d}{c.F}}$$

Aplicando los coeficientes dinámicos correspondientes, se obtienen cargas coincidentes con los resultados experimentales in situ.

Ahora bien, el principal problema de esta teoría reside en encontrar el valor del coeficiente de balasto que simule el comportamiento mecánico de la vía. De modo preliminar, para un espesor de balasto de 30cm, se encontraron las siguientes correlaciones para distintos tipos de plataforma (López Pita-1976).

Plataforma Mala  $E = 132 \frac{kg}{cm^2}$ ,  $c = 3, 2 \frac{kg}{cm^3}$

Plataforma Regular  $E = 300 \frac{kg}{cm^2}$ ,  $c = 5, 5 \frac{kg}{cm^3}$

Plataforma Buena  $E = 700 \frac{kg}{cm^2}$ ,  $c = 9, 1 \frac{kg}{cm^3}$

### 3.3. Aplicación Práctica del Método de Zimmermann

Si bien como se aclaró anteriormente, la aplicación práctica resulta un análisis iterativo hasta encontrar un coeficiente de balasto que represente el comportamiento del terraplen, se presenta en esta sección una primera aproximación de las tensiones que solicitarán al terraplen. Así, se realizará un cálculo en base al método de Zimmermann, para el caso de una formación tipo formada por una sucesión lo suficientemente larga de tolvas, de modo que se pueda considerar la totalidad del terraplen solicitado por una carga uniforme, asemejándose al caso de un estado plano de tensiones. Los detalles de este cálculo se presentan en el Anexo I. Las variables adoptadas resultan:

**Riel UIC 54**  $E = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$   
 $J = 506, 43cm^4$

**Durmiente** Durmiente de quebracho colorado de trocha media (0,12 m x 0,24 m x 2,50 m)

Para determinar el área de apoyo que ofrece el durmiente por cada riel, existen dos criterios. El primero, considera la superficie definida en la cara interior de la traviesa, por el ancho de ésta y una longitud igual a dos veces la distancia del eje del carril al borde exterior de la misma. El segundo, define la superficie como la mitad del área en la base de la traviesa disminuida en un valor igual a la superficie de pesta que corresponde a los 50 o 60cm centrales de su longitud (zona no bateada). Ambas consideraciones dan resultados muy similares. Entonces, se considera en nuestro análisis que el largo de apoyo por cada riel es de 1m. [8].

$F$  : Área efectiva de apoyo de un durmiente

$$F = 2400\text{cm}^2$$

Por otra parte, la normativa de vías establece para vías generales o principales, una cantidad de durmientes de entre 1600 y 1700 durmientes por kilómetro, adoptándose en el caso de esta tesis 1667 durmientes por kilómetro, es decir, 1 durmiente cada 60cm.[6]

$d$  : distancia entre durmientes

$$d = 60\text{cm}$$

**Balasto - Plataforma** Se toma como coeficiente de balasto para el caso de una plataforma de mala calidad:

$$c = 5$$

**Formación Ferroviaria** Las cargas puntuales que transmite la formación elegida resultan:

$$Q_{itolva} = \frac{20 \frac{t}{eje}}{2ruedas} = 10t$$

**Factor de Amplificación Dinámica**  $Q_d = Q_E \cdot (1 + t \cdot s \cdot \varphi)$

$$t = 1$$

$$s = 0,3$$

$$\varphi = 1 + \frac{v-60}{140}$$

$$Q_d = Q_E \cdot 1,3$$

**Resultados**  $M_{max} = 19,7\text{kN.m}$

$$T_{max} = 6,1t$$

$$\sigma_{max} = 2,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y_{max} = 4,6\text{mm}$$

Ahora bien, el problema reside entonces en conocer la forma en que el balasto distribuye las tensiones para determinar aquellas con las que se cargará el modelo de sollicitación sobre el terraplén.

### 3.4. Balasto

Si bien se conocen las tensiones con las que las traviesas solicitan al balasto, resulta un tanto conservador tomar tales valores para el dimensionamiento de un estado plano, dado que estas cargas solo se aplican en un sector de la capa de balasto, uniformizándose a medida que se profundiza en la sección. Por otro lado, determinar la forma en que se produce la propagación de tensiones en el interior del balasto, presenta sus dificultades dadas las características de la capa.

Las metodologías tradicionales, se basaban en formulaciones empíricas o cuasi-empíricas. Solo a partir de los años sesenta se empezaron a desarrollar formulaciones teóricas que asimilaban el medio granular como un medio continuo.[8]

En 1920, Talbot, presenta la siguiente formulación

$$P_b = \frac{P_t \cdot 16,8}{h^{1,25}}$$

donde h está en pulgadas.

Similarmente, los japoneses utilizaban para el dimensionamiento

$$P_b = \frac{P_t \cdot 50}{10 + h^{1,35}}$$

Schramm, por su parte, propuso el siguiente ábaco de dimensionamiento:

## ABACO DE SCHRAMM PARA EL CALCULO DEL ESPESOR DE BALASTO

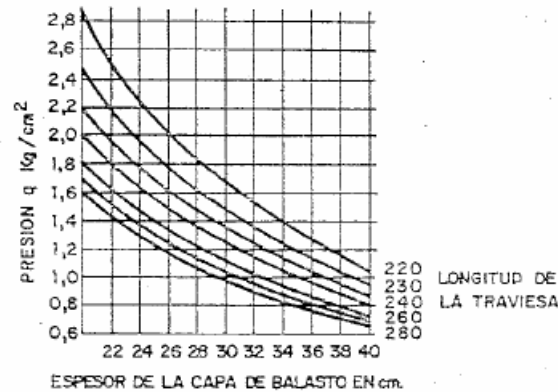


Figura 10: Ábaco de Schramm para el cálculo del espesor de balasto

Milosevic (1971), supuso que la presión en cada punto de la traviesa se transmite en forma de un cono de presiones, que, simplificando, puede admitirse que se distribuyen con un ángulo de 60°.

La URSS adoptaba por 1973, la siguiente expresión:

$$P_b = \frac{P_t \cdot b \cdot \operatorname{tg}(\beta)}{2 \cdot h}$$

Luego, aparecieron teorías elásticas que apoyadas en la teoría de Boussinesq, buscaban determinar las tensiones existentes en la masa del terraplén. Sin embargo, estas formulaciones omitían la influencia de la variación del módulo de elasticidad a medida que se adquiría mayor profundidad. Por esto es que Eisenmann (1969,1974) propone un sistema bi-capa o tri-capa, para el conjunto balasto-plataforma, e introdujo la formulación de Heukelom, con el fin de determinar tensiones admisibles por cada estrato. Sin embargo, seguía siendo limitada la capacidad de representar la complejidad del problema.

Con este fin, comenzó el estudio mediante el método de los elementos finitos, a través de un método estadístico que generaba al azar módulos de elasticidad de cada elemento, representando el comportamiento aleatorio del balasto y su incidencia en el deterioro de la calidad de la vía férrea.

En nuestro caso de estudio, dada la complejidad del análisis, el tamaño medio de las partículas respecto a su espesor (relación 1:6) y la distribución que realiza el balasto, en esos 40cm, logrando uniformizar las tensiones a lo largo del terraplén, se decide excluirlo del análisis en Plaxis.

Por lo tanto, queda por establecer un criterio de distribución de tensiones bajo la capa de balasto.

Para ello se toma un promedio de las distintas teorías, además de considerar un análisis de elementos finitos con Plaxis con el fin de determinar las tensiones máximas bajo la capa de balasto.

Para nuestro análisis, dada la amplia dispersión en los resultados de las distintas teorías, se tomará un promedio de tensión de 70kPa. Ver Anexo II.

## 4. Diseño y Estabilidad de Terraplenes

### 4.1. Tipos de falla

Como se vio anteriormente, el material de relleno del terraplen cumplen una función fundamental en el mismo otorgándole la resistencia y estabilidad para transmitir las cargas por el paso de las formaciones a los suelos de fundación. Los asentamientos que tenga este material de relleno, deben ser mínimos para garantizar la continuidad geométrica de las vías, así como también los que tengan los suelos de fundación, entrando entonces dentro del análisis la consolidación de ambos suelos. Por eso, entonces, resulta muy importante tener en cuenta posibles incrementos en la presión de poros y grados de saturación de los materiales, excavaciones en pie de talud y otras circunstancias que generan distintos mecanismos de falla detallados a continuación:

**Falla por deslizamiento superficial** Las características más distintivas de estos deslizamientos son una serie de efectos notables tales como la inclinación de los árboles, inclinación de postes, acumulación de suelos en las depresiones de los valles y falta de los mismos en las zonas alta, entre otros. Este fenómeno sucede en las zonas cercanas a la superficie del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe y se desarrolla con extraordinaria lentitud.

**Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes** En muchas laderas naturales, se encuentra en movimiento hacia abajo una costra importante del material, ya no se trata de un mecanismo superficial sino que involucra deformaciones bajo esfuerzo cortante de partes más profundas, que muchas veces llega a producir una verdadera superficie de falla.

En general, estos movimientos se ven asociados a estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera.

**Falla por movimiento del cuerpo del talud** Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados.

En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud que puede ser asociada aproximadamente al arco de una circunferencia. Éstos son las fallas llamadas por rotación.

En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto de la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

**Falla por Rotación** La falla de un talud en un suelo cohesivo, es generalmente precedida por la formación de fracturas en la parte superior del talud. Luego, estas fisuras son acompañadas por un deslizamiento de la totalidad del mismo. Así, dentro de las fallas por rotación, se tienen las fallas por talud, las fallas por pie y las fallas de fondo,. En el primer caso, la falla se produce en en la mitad del talud e involucra principalmente la superficie del mismo; en las fallas por pie, se desliza buena parte del terraplén hasta llegar a su base, y en las fallas de fondo, se involucra en la superficie de falla al suelo base del terraplen. Cabe notar, que la mayor parte de la resistencia involucrada corresponde al material del terraplen. Ver figura 11

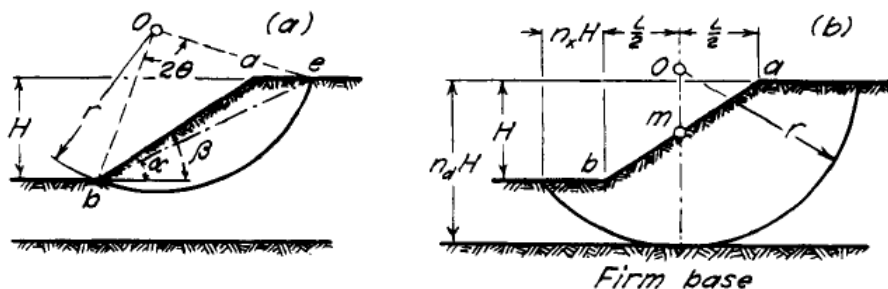


Figura 11: Falla por pie y falla de fondo[19]



**Falla por Traslación** Las fallas de tipo desplazamiento se han visto desarrolladas solamente con terraplenes ubicados sobre depósitos que contienen capas de arcillas blanda.

Se conocen dos tipos de falla:

En una primera se produce un descenso relativo de la cresta del terraplén, quedando la superficie con una forma de «S». Aquí se asume que se tiene un estrato homogéneo de arcilla. Cuando comienza la consolidación, la parte superior e inferior de la arcilla se vuelve más resistente, sin embargo, en el medio, aún se tienen presiones de poros excesivas y la resistencia al corte es igual a su valor inicial. Entonces, al ocurrir la falla, la superficie de deslizamiento, sigue las zonas de mínima resistencia.

Es importante considerar que la resistencia de la arcilla se modifica tanto vertical como horizontalmente.

Si la arcilla contiene líneas de arena y limos, la arcilla drena no solo verticalmente, sino horizontalmente. Así, las líneas son el asiento de las altas presiones de poros. En estas condiciones, la resistencia al corte de los materiales cohesivos se reduce a cero y la única resistencia es la del peso propio del suelo junto con su empuje pasivo. Así, se producen fallas que mueven todo el cuerpo del terraplén hacia un costado. Dejando una depresión en la parte central. Entonces, si la arcilla contiene líneas altamente permeables, se evita la falla solamente con pendientes menos pronunciadas.

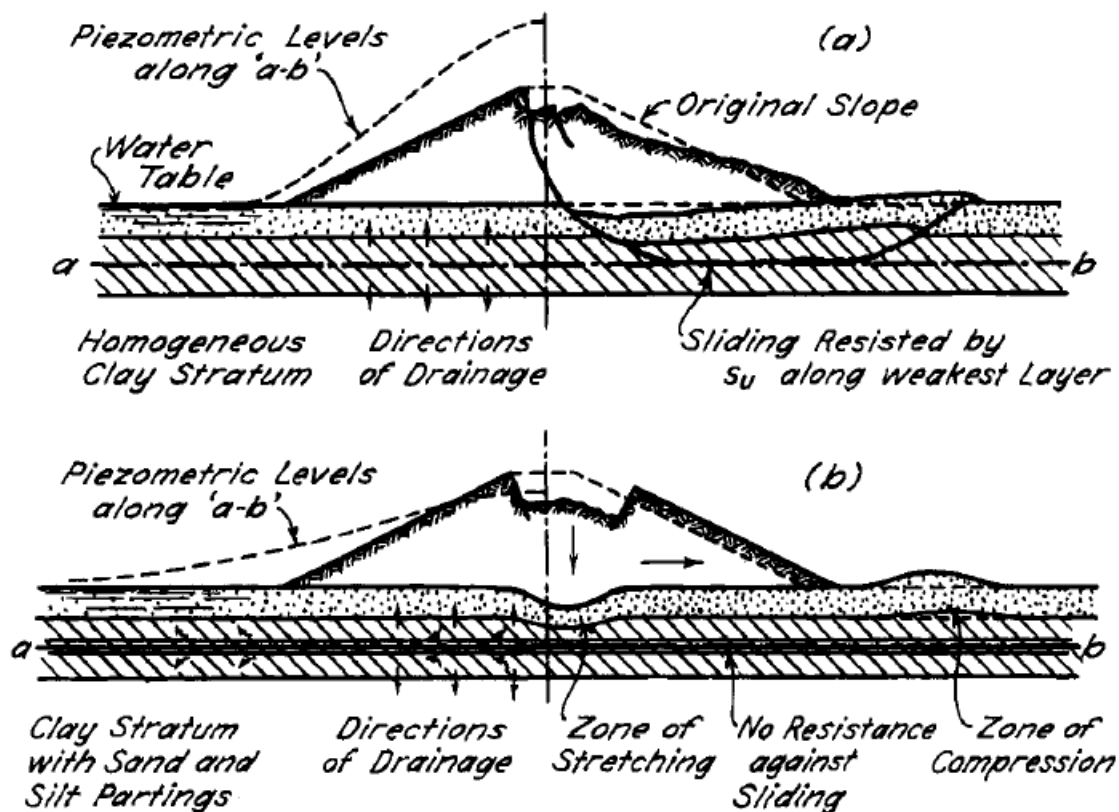


Figura 12: Fallas por deslizamiento[19]

**Fallas por licuación.** Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extra sensitivas como en arenas poco compactadas.

Las condiciones para que una masa de arena pueda entrar en licuación son que el material esté saturado y en estado más bien suelto y sea sometido a un efecto dinámico rápido; en estas condiciones, puede ocurrir en la distribución interna de presiones efectivas y neutrales, sin que se modifique la condición exterior de cargas.

En formaciones arcillosas se han presentado en ocasiones fallas bruscas similares a las de la licuación en arenas, que han sido generalmente atribuidas a dos causas diferentes. La primera, por la disminución grande de la cohesión aparente del material cuando este aumenta mucho su humedad. La segunda, por la pérdida

de resistencia que tiene lugar en arcillas sensibles a causa de la deformación bajo esfuerzo cortante o por cualquier otra degradación estructural que pueda tener lugar, aún sin cambio en el contenido de agua.

## 4.2. Estabilidad de Taludes

El cálculo de taludes no sólo es necesario para conocer el diseño original, sino también rediseñar aquellos que presentan fallas. Es usual que las fallas se presenten durante la fase de construcción, donde se utilizan menores factores de seguridad. Por eso, en general se trata de excelentes oportunidades para el estudio del terraplén y su rediseño en función de lo observado en sitio.

En la mecánica de suelos clásica, al talud se lo evalúa en sus diferentes condiciones de estabilidad a lo largo del tiempo. Para evaluar principalmente lo que sucede con las presiones de poros en cada una de las etapas y por consiguiente, sus implicancias en la resistencia del suelo.

Durante la construcción del terraplen se tiene un aumento constante de la presión de poros, hasta la finalización del mismo. A partir de ese momento esta presión comienza a disiparse hasta volver a la que impone el nivel freático. Por ende, las condiciones de seguridad empeoran durante la construcción, pues durante la misma aumenta el esfuerzo cortante medio actuante (al crecer el terraplén), en tanto que la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla se mantiene la misma, por considerarse que en el lapso considerado no se ha tenido lugar ninguna consolidación y disipación de presiones de poros apreciable. A partir del fin de la construcción sobreviene la consolidación del suelo bajo el terraplén, aumenta la resistencia y correspondientemente mejoran las condiciones de estabilidad, pues el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más.

Así, la condición al fin de la construcción es la crítica, pues cualquier tiempo que pase trae consigo una consolidación adicional del terreno de apoyo que produce un aumento de las tensiones efectivas y por ende, de la resistencia del terraplén.

El análisis de estabilidad de los terraplenes puede realizarse mediante dos métodos: el método del equilibrio límite y el método de los elementos finitos.

**Método de Equilibrio Límite** El método del equilibrio límite fue evolucionando y complejizándose a partir del planteo inicial realizado por Fellenius (1927). El mismo consistía en proponer una superficie de falla y dividir al problema en fajas para luego plantear la estabilidad de este problema por tramos. La falla propuesta en un principio, se reducía a la circular. Bishop (1955) desarrolló un método de análisis también por fajas, seguido por las investigaciones de Janbu (1956), Lowe and Karafiath (1960), Morgenstern and Price (1965) and Spencer (1967). Otros métodos de fajas fueron desarrollados en adelante Fredlund and Krahn (1984), Nash(1987), Morgenstern (1992), Duncan (1996). [22]

Absolutamente todos los métodos utilizados se utilizan para calcular un factor de seguridad ante la falla. Este factor de seguridad se trata en última instancia de una relación entre la resistencia y los esfuerzos desarrollados por el mecanismo de falla. Así, el factor de seguridad puede plantearse o bien desde una relación de momentos, o bien desde una relación entre las fuerzas. A continuación se muestra una tabla con lo que resuelve cada uno de los métodos:

Method	Factor of safety based on	
	Moment equilibrium	Force equilibrium
Ordinary or Fellenius	x	
Simplified Bishop	x	
Spencer's	x	x
Janbu's simplified		x
Janbu's rigorous		x
Morgenstren-Price	x	x

Figura 13: Diferentes métodos de equilibrio límite y el tipo de equilibrio que plantean

Fredlund and Krahn (1977) realizaron un análisis comparativo de los 5 métodos mencionados anteriormente y los valores de factor de seguridad que arrojaban para un mismo terraplén pero con diferentes suelos base. El estudio revela que todos los métodos otorgan valores similares de factor de seguridad.

Case no.	Example problem	Ordinary method	Simplified Bishop Method	Spencer's method	Janbu Simplified
1	Simple 2:1 slope, 40 ft (12 m) high, $\phi' = 20$ , $c' = 600$ psf (29 Kpa)	1.928	2.08	2.073	2.041
2	Same as 1 with a thin, weak layer with $\phi' = 10$ , $c' = 0$	1.288	1.377	1.373	1.448
3	Same as 1 except with $ru = 0.25$	1.607	1.766	1.761	1.735
4	Same as 2 except with $ru = 0.25$ for both materials	1.029	1.124	1.118	1.191
5	same as 1 except with a piezometric line	1.693	1.834	1.83	1.827
6	same as 2 except with piezometric line for both materials	1.171	1.248	1.245	1.333

Figura 14: Cuadro comparativo entre los distintos métodos de equilibrio límite y los coeficientes de seguridad que arroja para un mismo talud[22]

Así, se pueden ir proponiendo superficies de falla, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor factor de seguridad, la cual se admite como la superficie de falla del talud.

**Bishop simplificado (1955)** Bishop continua el análisis hecho por Fellenius, pero esta vez considerando el efecto entre las dovelas (fuerzas horizontales), resolviendo el equilibrio entre las fuerzas verticales y los momentos involucrados.

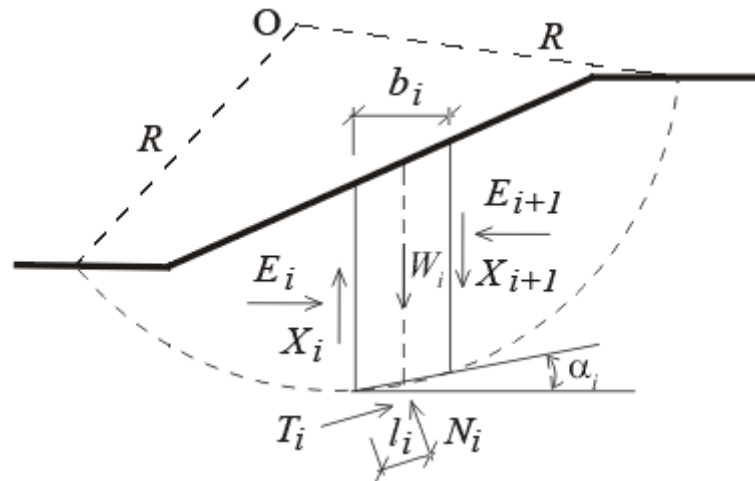


Figura 15: Diagrama de fuerzas por dovela en el método Bishop simplificado.

En la presente tesis, el cálculo computacional realizado se realiza en base al método de Bishop simplificado, que resuelve tanto el equilibrio de momentos como el de fuerzas verticales.

De todas formas, no es recomendable establecer la estabilidad de un terraplén solamente mediante un método. En el caso de los terraplenes ferroviarios, son solicitados por cargas elevadas y más bien concentradas, los métodos de equilibrio límite que proponen en general superficies de falla circulares, deben ser contrastados por métodos que puedan llegar a contener superficies de falla no circulares o bien, por el método de los elementos finitos, ya que puede incurrirse en una sobreestimación de la resistencia de un terraplén.

En el siguiente caso de estudio, se ilustra esta situación al analizar un terraplén con distintas superficies de falla: circulares, optimizada y un cálculo por elementos finitos. La capacidad portante, a igualdad de geometría y variables (terraplen sobre arcilla blanda y berma estabilizadora), resultó un 183% mayor en el caso circular, mientras que el valor de la superficie optimizada es 41% que en caso de elementos finitos. En este caso de estudio, el análisis por el método de equilibrio límite se realiza con el programa Slope de GeoStudio 2007 y el método utilizado es el de Morgenstern & Price; para elementos finitos se utilizó Plaxis.[35] Ver figuras 16 y 17.

Entonces, resulta importante comparar por más de un método, especialmente frente al método de los elementos finitos las soluciones obtenidas ya que existe el riesgo de sobreestimar la resistencia del terraplén. En nuestro caso de estudio, entonces, se evaluó la estabilidad del terraplén mediante el método de equilibrio límite (Bishop modificado) y mediante el método de los elementos finitos (Plaxis).

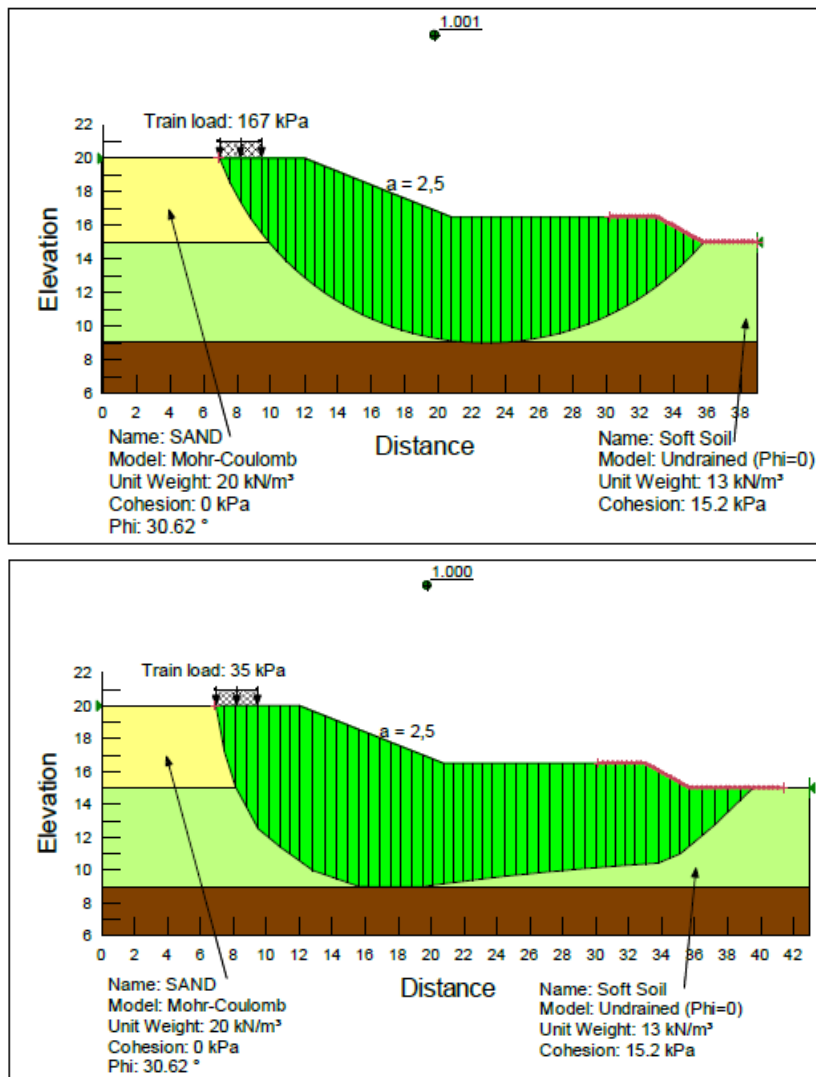


Figura 16: Superficies de falla circular y optimizada mediante el método de equilibrio límite para un mismo caso de estudio[35]

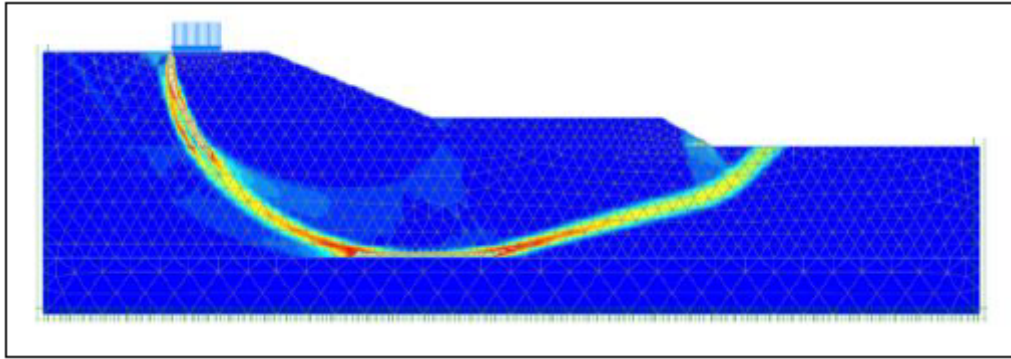


Figura 17: Superficies de falla mediante Plaxis para el mismo caso de estudio[35]

## 5. Medidas correctivas asociadas a las patologías más frecuentes en terraplenes ferroviarios constituidos sobre suelos blandos

### 5.1. Medidas correctivas en referencia al balasto

El comportamiento mecánico del balasto está siendo intensamente estudiado por cuestiones estratégicas, la mayor cantidad de las vías férreas del mundo están constituidas por vías sobre balasto; el mismo requiere mantenimiento después de cierto uso (3 millones de ciclos de carga de un eje de 20t), y su reemplazo total eventualmente. Conocer cómo se comporta mecánicamente resulta fundamental para minimizar costos de renovación y mantenimiento de balasto.[24]

Las patologías más comunes asociadas al balasto resultan ser su contaminación y su degradación producto de la rotura del mismo. Este fenómeno se debe a que el durmiente apoya sobre el balasto en un número acotado de puntos (entre 100 y 200), por lo que se producen altas tensiones de contacto que provocan la ruptura del balasto causando abrasión y fractura, incrementando potencialmente el porcentaje de finos y contaminando progresivamente el balasto. Eventualmente, el deterioro de la capa de balasto resulta inaceptable teniéndose que realizar un mantenimiento que consiste en bateo y pisonamiento, lo cual de por sí deteriora aún más el balasto. [24]

En los casos donde el balasto se encuentre sobre un terraplén arcilloso con altos contenidos de humedad, la contaminación del mismo por ascenso de finos resulta inevitable si no se toman medidas preventivas. Esto sumado al propio desgaste del balasto anteriormente mencionado, aumenta la presencia de finos en su interior, lo cual trae grandes disminuciones en su ángulo de fricción interna, repercutiendo directamente en su resistencia. Este fenómeno, ha sido analizado en un ensayo triaxial a gran escala, permitiendo ver el decrecimiento del ángulo de fricción interna en función del grado de contaminación a una presión de cámara dada. Ver Figura 18.[14]

El grado de contaminación se lo cuantifica a través del Índice de Contaminación de Vacíos (VCI):

$$VCI = \frac{1 + e_f}{e_b} \cdot \frac{G_{sb}}{G_{sf}} \cdot \frac{M_f}{M_b} \cdot 100$$

$e_f$  : relación de vacíos de la fase contaminante

$e_b$  : relación de vacíos del balasto fresco

$G_{sb}$  : gravedad específica del balasto

$G_{sf}$  : gravedad específica de la fase contaminante

$M_f$  : masa seca del material contaminante

$M_b$  : masa seca del balasto fresco

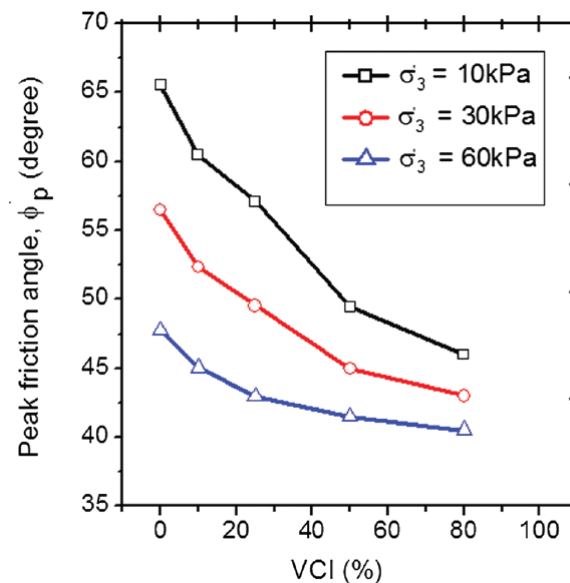


Figura 18: Ángulo de fricción interna del balasto en función del grado de contaminación (VCI void contamination index)

Además, las últimas investigaciones respecto al balasto están orientadas hacia un análisis mediante el método de los elementos discretos, permitiendo aproximar ajustar y predecir con precisión lo que sucede en la cámara triaxial.

Por estos motivos es que resulta indispensable una capa que separe el balasto del resto de la plataforma, usualmente se constituye por subbalasto, de menor calidad que el anterior, o bien por un geotextil que cumpla la misma función.

Históricamente, el balasto se constituía con un tamaño de grano más bien uniforme variando entre 20-65mm, atribuyéndose esencialmente a la capacidad drenante que debía proveer, incluso luego de cierto tiempo de uso cuando una cantidad importante de finos llenaban sus espacios. Sin embargo, una granulometría más amplia, permitiría lograr una base más rígida y compacta como soporte para las vías, debido a que se tendrían mayor cantidad de puntos de contacto y una estructura más densa que permita repartir mejor las cargas a la subbase. Por ello se decidió evaluar esta relación de compromiso entre el tamaño de granos y el desgaste que se produce en el balasto con su respectiva implicancia en el mantenimiento. Además, la intención de mejorar la granulometría del balasto viene acompañada de mejoras en lo relativo al ascenso de finos en suelos soporte con gran cantidad de ellos (utilizando geogrillas o capas de arena, que separen correctamente del balasto) y también, debido que el transporte de carbón y otros minerales se está realizando en vagones tapados, lo que impide la contaminación por polvo. Mientras que la generación de polvo por fractura podría mejorarse con la utilización de agregados de mineralogía más resistente como granito en vez de piedra caliza.

Además, se cita el caso de estudio en Southampton Railway Testing Facility (SRTF), donde se nota que una de las maneras más fáciles de lograr una mayor durabilidad para el balasto consiste en disminuir la pendiente que se le da al mismo, es decir, en aumentar su propio confinamiento. proponer una menor pendiente balasto, además de una granulometrías más finas del balasto, permitirían mejorar el desempeño y disminuir el mantenimiento. Realizaron ensayos con pendientes de balasto 1H:1V que sería la pendiente natural del mismo y con pendientes 1H:2V, encontrándose esta solución muy por encima de lo que implicaba la modificación en la graduación del balasto. Ver figuras 19y 20. Los ensayos realizados son ensayos que corresponden a 3 millones de ciclos de carga de 20t por eje, lo que equivale a 5 años de uso medio o bien, 2 años de uso intensivo de una línea ferrea. Esta cantidad de ciclos corresponde a un intervalo aproximado entre intervenciones por mantenimiento. Estos resultados van de la mano con lo recomendado por las normas ferroviarias estadounidenses (1V:2H), las alemanas (1V:2,5H), entre otras. El interés viene a cuenta que esto reduciría los mantenimientos que se realizan cada 3 años antes de la renovación del balasto lo cual ocurre en general a los 30 años de servicio.[24]

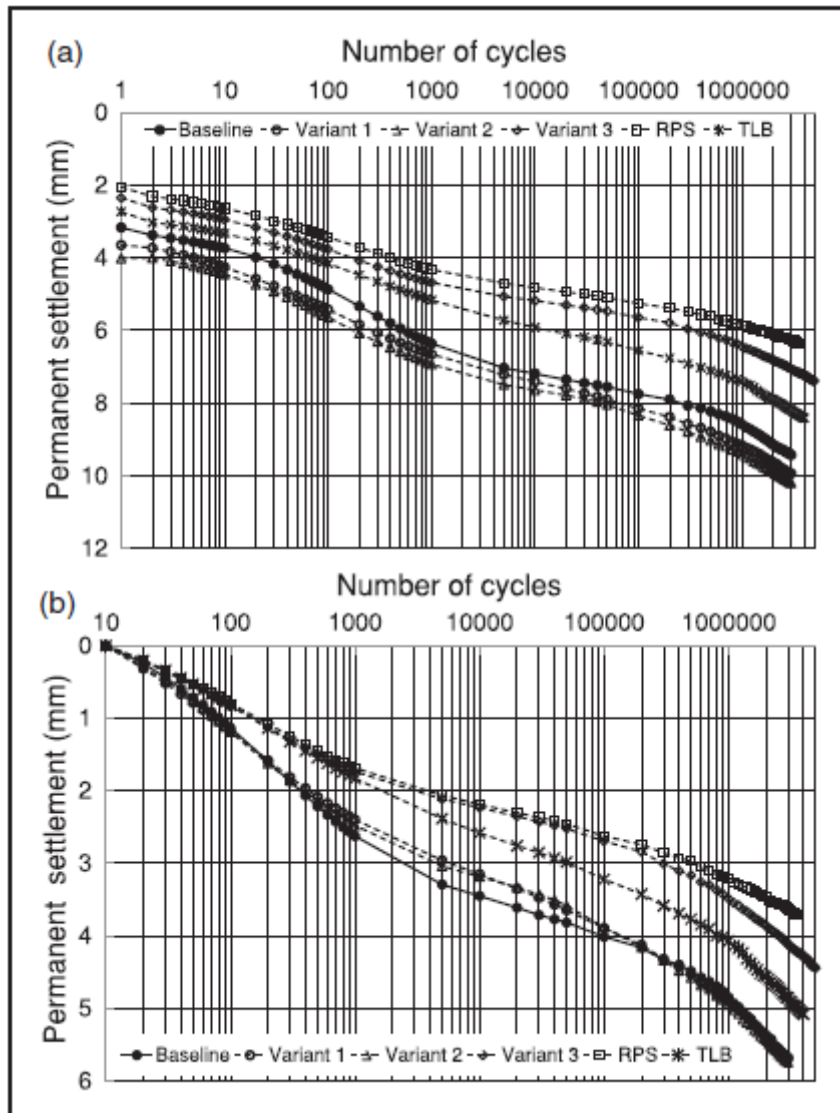


Figura 19: Asentamientos permanentes en balasto para distintas graduaciones y con un pendiente 1V:2H (RPS)

Test ID	Total load cycles applied (millions)	Number of broken grains	Settlement at 3 M loading cycles after zeroed at 10 cycles (mm)	The average loss of mass for 50 grains (%)
Baseline	3.0	11	5.69	Not measured
Variant 2	3.0	8	5.74	0.18
Variant 1	3.0	2	5.68	0.19
Variant 3	5.0	2	4.12	0.29
TLB	4.0	None	4.85	0.06
RPS	3.5	None	3.63	0.10

Figura 20: Tabla comparativa de desempeño del balasto para distintas graduaciones y con un pendiente 1V:2H (RPS)[24]



**Utilización de geogrillas bajo la capa de balasto** Como se vio anteriormente, las partículas de finos provenientes de la roca partida, se acumulan en los huecos de la cama de balasto, y afectan negativamente la resistencia de la vía férrea. Éste deterioro se encuentra claramente asociado al incremento de las cargas cíclicas. La ruptura del balasto debido a cargas cíclicas ocurre debido a la rotura de bordes angulares, partición de partículas y molienda de asperezas a pequeña escala. A medida que deterioro del balasto avanza, también lo hacen el asentamiento longitudinal y la deformación lateral. [30]

En el caso de estudio citado a continuación, se midió el grado de deterioro del balasto es el coeficiente BBI (Ballast Breakage Index). Éste permite cuantificar el grado de deterioro en función de las distribuciones de las curvas de tamaño de partículas (PSD curves). El coeficiente BBI se calcula en base a un porcentaje pasante en determinados tamices. De esta manera, se mide el desgaste del balasto bajo cargas cíclicas y de impacto.[30]

Se realizó un estudio para determinar cuál sería la presión de confinamiento óptima, encontrándose que para una frecuencia de 20Hz y una tensión desviadora de  $q_{max}=500kPa$ , las presiones de confinamiento óptimas resultan entre 30kPa y 70kPa. Presiones menores presentan limitado contacto entre partículas lo que asienta la degradación de los bordes angulares, mientras que presiones mayores, fuerzan a las partículas unas contra otras limitando deslizamiento o rodamientos entre ellos y, por ende, la rotura se incrementa. De aquí se tiene que para cada tensión desviadora se tiene un rango óptimo de presiones de confinamiento. Para tensiones desviadores de 230kPa, por ejemplo, el rango varía entre 15 y 65kPa. Ver Figura 21

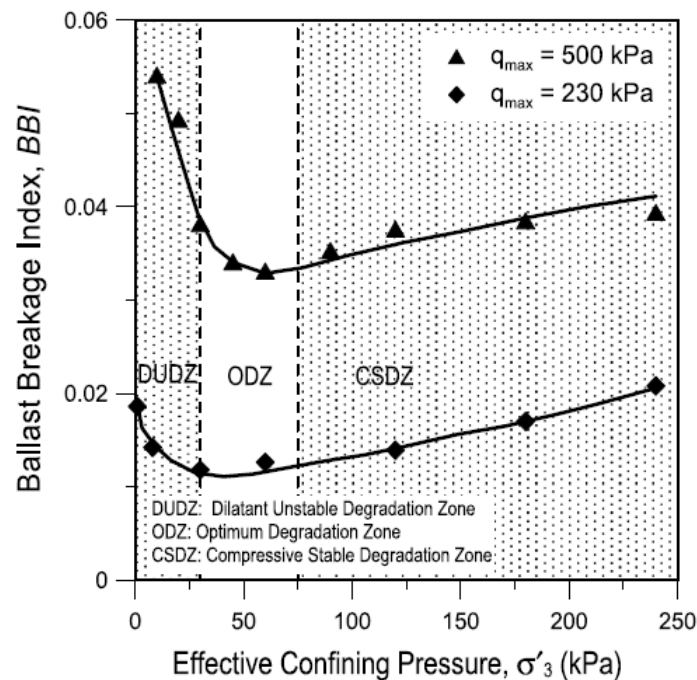


Figura 21: Variación del deterioro del balasto en función de la presión de confinamiento[30]

En la vía, lo único que confiere un poco de confinamiento lateral es el peso propio del balasto que se coloca como cuneta al costado de la vía. Presiones de confinamiento entre 10kPa y 60kPa son representativas de las condiciones en campo.

El uso de geosintéticos y placas de asiento, mejoran la estabilidad de la vía y aumentan su vida útil. Las geogrillas reducen la dispersión del balasto así como su deterioro. Además se sabe que estos geocomposites proveen simultáneamente refuerzos a la capa de balasto, protegiendola de filtraciones de finos y separando adecuadamente la capa. La utilización de almohadillas bajo los durmientes así como de geosintéticos bajo la capa de balasto tiene como objetivo disminuir los esfuerzos dinámicos y mejorar el comportamiento general, siendo los primeros especialmente útiles para disminuir las vibraciones y esfuerzos dinámicos en trenes de altas velocidades, y los segundos disminuyendo la rotura del balasto.

Por otro lado, en el siguiente gráfico se observa la respuesta del balasto frente a una carga cíclica:

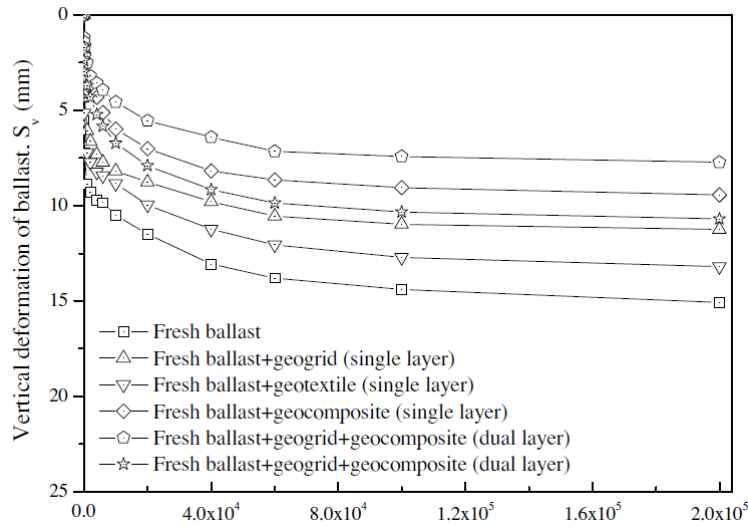


Figura 22: Balasto frente a carga cíclica[30]

Además de las deformaciones observadas, se evaluó el grado de degradación del balasto concluyéndose que a medida que se degradaba el balasto, aumentaban las deformaciones.

También se realizaron ensayos de gran escala para analizar el efecto de los geosintéticos previniendo las cargas dinámicas y se observaron disminuciones en las deformaciones de hasta el 50% con la utilización de amohadillas. Cabe considerar que las cargas de impacto son las que han demostrado lograr el mayor grado de degradación, especialmente bajo cargas repetitivas altas y con una subbase rígida.

En conclusión, la deformación y degradación del balasto fresco con distintos tipos de geosintéticos se comprobó experimentalmente con ensayos triaxiales de gran escala. La geogrillas biaxiales resultan un refuerzo provechosos en tanto, ubicadas bajo la capa de balasto, permiten controlar tanto la deformación como el deterioro del balasto. Por último, en casos de utilización, los geomcomposites se manifestaron como una alternativa efectiva al momento de utilizar balasto reciclado y de mitigar deformaciones especialmente en suelos blandos.

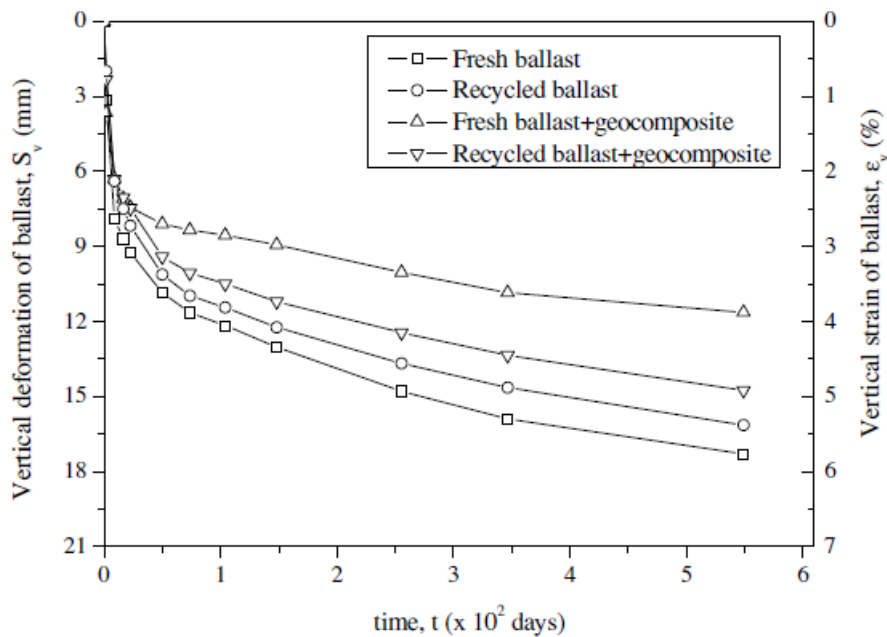


Figura 23: Deflexiones para el balasto fresco, reciclado y con geosintéticos[30]

## 5.2. Medidas correctivas referidas al cuerpo del terraplén y a sus suelos de fundación

Cuando el deslizamiento ocurre es necesario determinar las causas que lo provocan de modo que las medidas correctivas sean efectivas. La detección de las causas generalmente requiere de continuas observaciones. En general, y nuestro caso particular no escapa de esto, el agua suele iniciar el deslizamiento o intensificarlo una vez que ha ocurrido. Entonces las medidas correctivas deben concentrarse en un primer momento en capturar y drenar el agua superficial que fluye dentro de la superficie de deslizamiento, además de cerrar fisuras y rellenar sumideros que puedan incurrir en infiltraciones al terraplén.

A continuación, se mencionan algunas medidas correctivas que corresponden en un principio a la mecánica de suelos clásica y luego también se encuentran soluciones innovadoras y que se están realizando en el último tiempo.

### 5.2.1. Construcción en etapas

Las posibilidades de construcción en etapas y sobrecarga, junto con mediciones en las presiones de poros puede permitir controlar la consolidación y resistencia de la arcilla permitiendo mayores pendientes.

### 5.2.2. Excavación y remoción

Esta es otra alternativa clásica cuando se tienen suelos no aptos o muy blandos y de poco espesor (hasta 2m). De esta manera, es posible lograr un terraplén estable y relativamente económico.

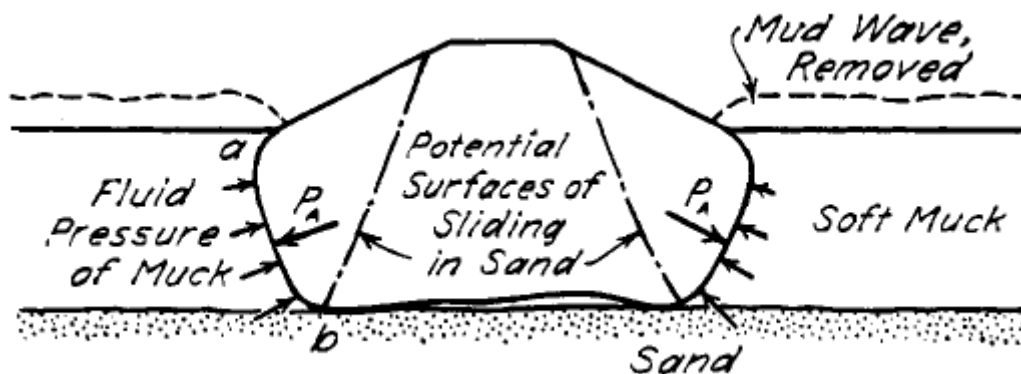


Figura 24: Método de Desplazamiento de Suelos[19]

### 5.2.3.

Una de las maneras más simples de estabilizar un terraplén es disminuyendo su pendiente, así como removiendo su peso en la parte superior y ubicándolo en su base. Otra alternativa resulta en colocar un berma a modo de contrapeso en su base. Así, se logra no solamente reducir los momentos desestabilizadores e incrementar los estabilizadores, sino que también se puede proteger al terraplén de la erosión.

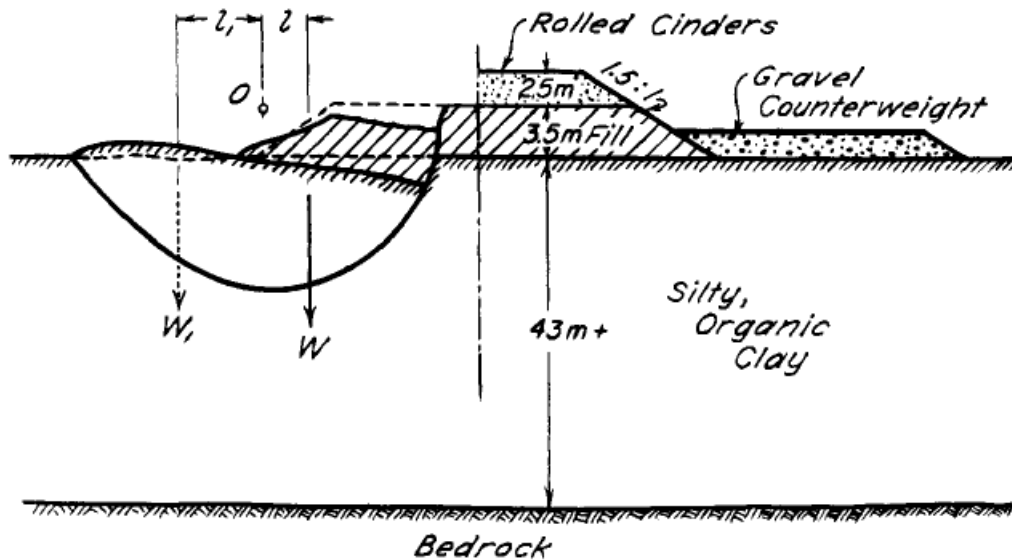


Figura 25: Solución con bermas estabilizadoras[19]

#### 5.2.4. Drenaje

De todas las posibles medidas correctivas para corregir taludes, ninguna es tan importante y efectiva como un buen drenaje. Una buena superficie de drenaje es fuertemente recomendada para el tratamiento de cualquier talud. Entonces resultan de interés los esfuerzos que se enfocan tanto en drenar las aguas superficiales como las subterráneas.

A su vez, la utilización de drenes verticales en combinación con sobrecargas ha sido muy utilizada y esta probada su efectividad disminuyendo significativamente los tiempos de consolidación en arcillas blandas o muy blandas, tiempos que en ocasiones pueden llegar a disminuirse en un factor de 10 o superior. [34]

Se cita el caso del aeropuerto internacional de Bangkok, cuya localización se encuentra sobre arcillas blandas. Se deben utilizar técnicas de mejoramiento de suelos para evitar asentamientos excesivos y movimientos laterales.

#### 5.2.5. Muros de contención, túneles o puentes.

Esta solución cobra importancia en aquellos lugares donde no se tiene mucho espacio por lo que resulta imposible desarrollar la completitud del talud con una pendiente suave. Debe tenerse en cuenta además de la estabilidad global, la propia del muro, y de los materiales adyacentes de modo que puedan soportar los esfuerzos a los que estarán sometidos. En algunos casos, hasta pueden llegar a necesitar puentes o túneles para sortear determinadas condiciones adversas. En el presente trabajo, dada la extensa longitud del tramo Chajarí - Concordia, no se tendrán en cuenta estas soluciones por ser demasiadas costosas para la cantidad de kilómetros en la que deberían desarrollarse.

#### 5.2.6. Refuerzos de suelos

Las estructuras reforzadas se utilizan no solo para estribos y contrafuertes de puentes, sino también para estabilizar pendientes y minimizar el espacio que ocupan los terraplenes.

Durante muchos años, las estructuras de retención son en su mayoría hechas con hormigón armado y están diseñadas como muros de gravedad o cantilever que son esencialmente estructuras rígidas que no pueden tolerar asentamientos tolerables a menos que estén fundadas sobre fundaciones profundas. Con crecientes alturas de suelo a ser retenido y con condiciones de subsuelo problemáticas, el costo de las paredes de refuerzo de hormigón aumenta en precio rápidamente.

Los muros de tierra mecánicamente estabilizados y los taludes de pendiente reforzada son estructuras de retención que pueden tolerar asentamientos mucho mayores que los de hormigón.

Al incorporar en el suelo elementos de refuerzo a tracción, la resistencia del suelo aumenta de forma significativa. La utilización de estructuras como pantallas de contención previene los efectos de disgregación del suelo, permitiendo pendiente pronunciadas y muros verticales construidos de forma segura.

La utilización de inclusiones data desde tiempos prehistóricos. Varios ejemplos de esto son la paja dentro de los ladrillos de adobe, y ramas y palos para reforzar construcciones con barro.

Ya sea con suelos estabilizados mecánicamente, talud de suelo reforzado y suelos con paredes ancladas. Una de sus ventajas principales es la flexibilidad y la capacidad de absorber deformaciones debidas a condiciones pobres del suelo de fundación. Además de las condiciones de estabilidad global, estas estructuras de suelo reforzado deben ser tratadas como muros de contención en la medida que debe analizarse su resistencia intrínseca para las condiciones de sollicitación.

La mayoría de los suelos estabilizados mecánicamente, utilizan precast concrete facing y acero galvanizado como refuerzos, mientras que los muros de geotextiles son más comunes para construcciones temporarias. También se tiene los bloques modulares con geosintéticos como refuerzo. Ver figura 26

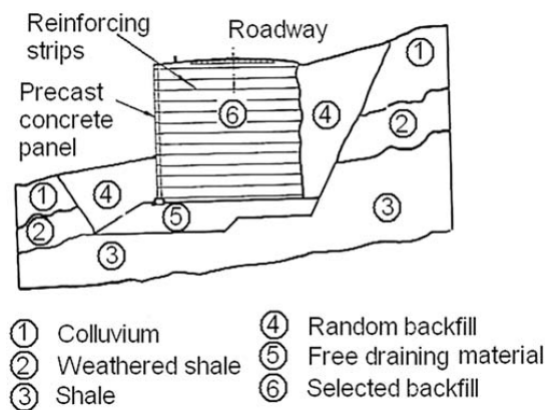


Figura 26: Muro de contención reforzado[15]

Los taludes de suelo reforzado se diferencian de los anteriores pues estos tienen una pendiente menor a 70° lo que permita evitar un bloque de contención. El talud de suelo reforzado se materializa entonces con una pendiente pronunciada de suelo seleccionado y geogrillas. Ver figura 27

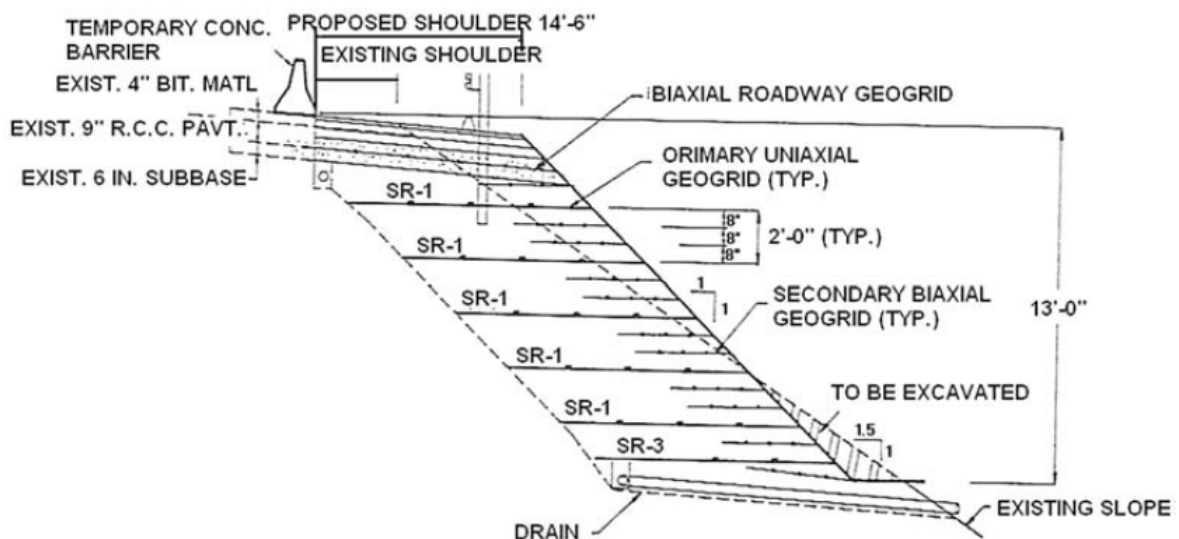


Figura 27: Utilización de Geogrillas[15]

La costura de suelo es una técnica que se ha utilizado bastante en los últimos 40 años. Se trata de una técnica in situ, que involucra al suelo existente, barras de costura resistentes a la tracción y el elemento de contención. Las costuras son elementos resistentes a la corrosión que pueden soportar esfuerzos de tracción, corte y momento. En general, se colocan dentro de perforaciones que luego son rellenadas con grouting a lo largo de toda su longitud o bien, se embeben dentro del suelo. El revestimiento no se trata de un elemento estructural en sí, sino que asegura la estabilidad local entre las costuras y además protege al suelo de la erosión y los embates del clima. Ver figura 28

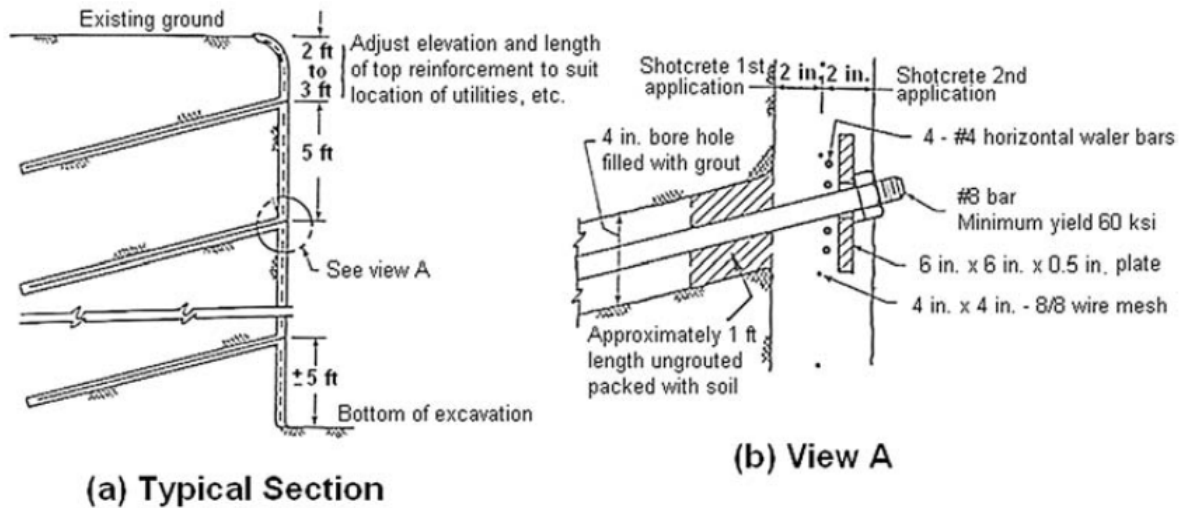


Figura 28: Costura de suelos[15]

### 5.2.7. Sistema de pilotes

El uso de pilotes para prevenir o retardar deslizamientos tiene numerosos antecedentes que datan su buena efectividad. Sin embargo, su aprovechamiento está limitado a deslizamiento con bajas pendientes, pues se pueden hincar hasta una profundidad significativa. En casos de deslizamientos más profundos, la superficie de falla se produce bajo el pilote y éste rota junto con el talud entero.

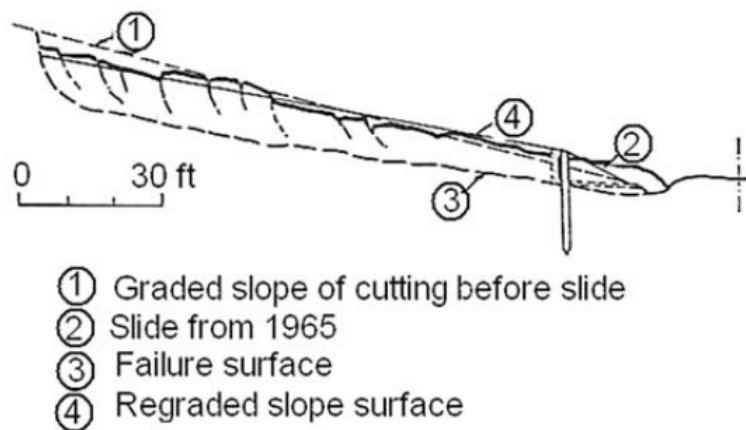


Figura 29: Solución con Pilotes

### 5.2.8. Columnas de grava

El tratamiento de estabilidad de terraplenes mediante columnas de grava, proporciona un incremento en la seguridad frente al deslizamiento de taludes, mientras que minimiza los asentamiento y los tiempos

de consolidación. Además, permiten homogeneizar el comportamiento mecánico del terrno de apoyo del terraplén. En función del método constructivo, pueden mejorar los ángulos de fricción del terreno si éste se perfora mediante técnicas de desplazamiento e introduciendo la grava por empuje estático y energía vibratoria. Habitualmente, la separación entre columnas es de 2 a 3m, mientras que su diámetro varía de 60cm a 1,2m.

Se analiza a continuación un caso de estudio con esta solución ejecutada.[29]

Se trata de un terraplén con una pendiente 3H:2V, con una plataforma transitable de 14m y una sobrecarga de 30kN/m<sup>2</sup> y el nivel freático a 2,5m de profundidad. El estudio comparativo se realiza sobre tres terraplenes de 5,8 y 11m respectivamente apoyados sobre terrenos con distintos ángulos de rozamiento y cohesión.

	$\varphi$ (°)	c (kPa)
Terraplén	33	10
Arcilla	18+-2	10
Arena	35	0
Grava	40	0

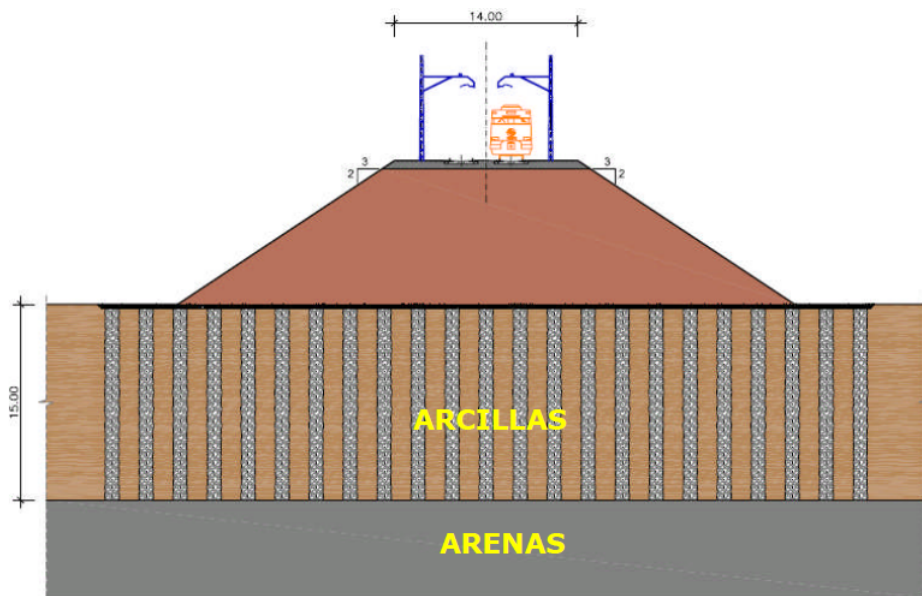


Figura 30: Esquema del tratamiento de un terraplén con columnas de grava[29]

El análisis consiste en evaluar el FS del terraplén para cada situación mediante el programa de elementos finitos PLAXIS y también a través del método de equilibrio límite (método de Bishop) del software GGU Stability.

Para modelar las características del suelo natural con columnas de grava, se calcula un área equivalente en función de la separación de columnas, y también se utiliza el método de Priebe, el cual consiste en tomar valores del ángulo de fricción y cohesión equivalentes.

De esta manera se obtienen los siguientes resultados:



TIPO DE SUELO DE CIMENTACIÓN	PARÁMETROS RESISTENTES	ALTURA DE TERRAPLÉN (m)	TRATAMIENTOS DE MEJORA Y MÉTODOS DE CÁLCULOS ANALIZADOS											
			Sin columnas			malla 2,20 x 2,20 m			malla 2,60 x 2,60 m			malla 3,00 x 3,00 m		
			M.E.F	MEF + Priebe	Bishop + Priebe	M.E.F	MEF + Priebe	Bishop + Priebe	M.E.F	MEF + Priebe	Bishop + Priebe	M.E.F	MEF + Priebe	Bishop + Priebe
Arcilla	$\phi' = 18^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$	5	1,52	1,52	1,71	1,62	1,74	1,74	1,60	1,73	1,73	1,57	1,72	1,72
		8	1,36	1,36	1,44	1,44	1,59	1,62	1,43	1,57	1,61	1,40	1,58	1,60
		11	1,27	1,27	1,33	1,35	1,50	1,55	1,31	1,49	1,54	1,30	1,48	1,53
Arcilla B	$\phi' = 20^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$	5	1,62	1,62	1,66	1,67	1,76	1,74	1,65	1,76	1,73	1,62	1,73	1,72
		8	1,45	1,45	1,52	1,50	1,63	1,62	1,48	1,59	1,62	1,46	1,60	1,61
		11	1,35	1,35	1,41	1,40	1,51	1,54	1,38	1,50	1,55	1,36	1,49	1,54
Arcilla A	$\phi' = 16^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$	5	1,42	1,42	1,59	1,58	1,71	1,70	1,54	1,70	1,74	1,51	1,70	1,71
		8	1,28	1,28	1,32	1,39	1,57	1,58	1,37	1,56	1,61	1,34	1,56	1,58
		11	1,18	1,18	1,21	1,28	1,49	1,55	1,26	1,48	1,53	1,23	1,47	1,51

Figura 31: Coeficientes de seguridad para terraplenes de 5, 8 y 11m de altura en función de distintos tratamientos mediante columnas de grava y distintos métodos de cálculo.

Como conclusión más importante de este estudio, se rescata en base a los mecanismo de falla que presenta cada uno de los casos, que una vez que se ha realizado una mínima intensidad de tratamiento considerada, el problema de estabilidad pasa de estar asociado al terreno de apoyo a estar más ligado a las características geométricas y propias del terraplén.[29]

### 5.2.9. Geotextiles basales

En muchas ocasiones, la utilización de geosintéticos de alta resistencia y rigidez, en toda la base del terraplén, permiten garantizar la estabilidad global del problema, provee al terraplén la capacidad de uniformizar asentamientos tanto transversal como longitudinalmente en caso que existan heterogeneidades en el suelo, entre otros.

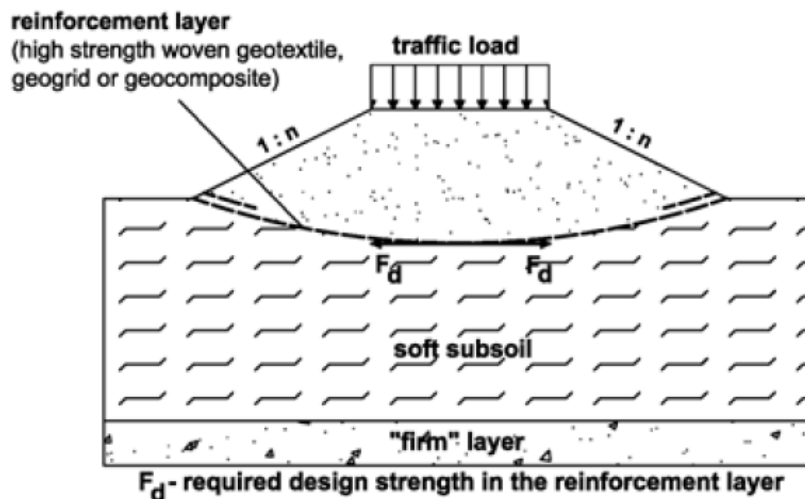


Figura 32: Geosintéticos basales

Esta técnica puede ir acompañada de la utilización de columnas de grava en caso que se quiera prácticamente puentear al suelo blando y dejarlo sin tensiones. Así es posible asegurar fehacientemente los asentamientos que se tendrán y eliminando los tiempos de consolidación. En algunos casos, si el suelo es tan blando que no permita el confinamiento de las columnas de grava, es posible utilizar geosintéticos que provean el confinamiento lateral que el suelo no puede darle.



### 5.2.10. Estabilización a través de la vegetación

Se encuentra aceptado que el crecimiento de la forestación cumple dos funciones: drena las capas superficiales por su demanda de agua, así como también, las consolida mediante una red de raíces. Por esto es que en general, la forestación resulta más beneficiosa en taludes superficiales. Aquellos con superficies de falla profundas, no pueden ser detenidas con vegetación.

Se tiene un estudio realizado en el sur de Inglaterra en terraplenes construidos en el siglo XIX sobre arcillas de alta plasticidad, y se notó que en función de la vegetación que tenía cada uno de ellos, se tienen variaciones estacionales y durante las temporadas más húmedas, se han experimentado fallas.[33]

Durante el verano, la vegetación se encuentra en su pico de actividad, reduciendo las presiones de poros, disminuyendo las deformaciones en el terraplén. En cambio, durante el invierno, la menor actividad de la vegetación se traduce en un rehidratación del suelo, causando hinchamientos.

Para el estudio de este caso, se monitoreó, durante dos años, un terraplén ferroviario que históricamente ha sufrida inestabilidades (particularmente durante el verano) para el caso en que se encuentra cubierto por pasto, así como para cuando se encuentra cubierto por árboles. El terraplén tiene 5m de altura y una pendiente de 1:3, y su material de relleno tiene un índice de plasticidad del 50%. A priori, las presiones de poros en un terraplén cubierto por árboles son menores que en aquellas cubiertas por césped, por lo que en un estudio preliminar el factor de seguridad para el primer caso es 1,3, mientras que para el segundo es 1,1.

Durante las mediciones, se estimó que la succión en el caso arboreo variaba entre los 50-250kPa, mientras que para el césped iba entre 10-20kPa.

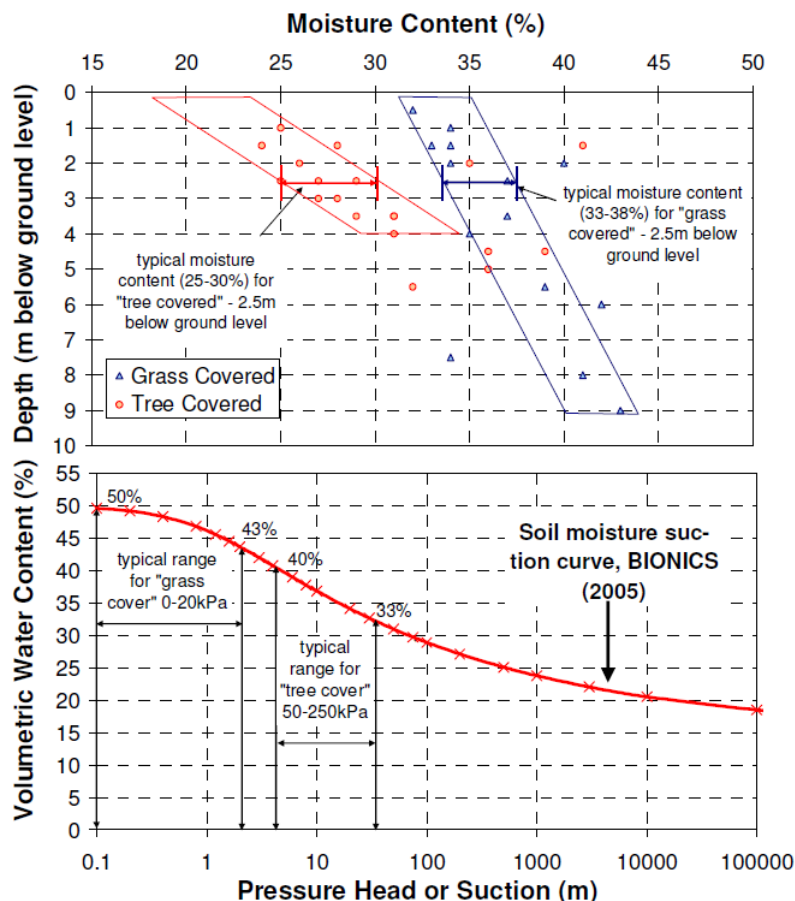


Figura 33: Succión inducida por robles de alta demanda de agua

Las mediciones de las presiones de poros confirman la diferencia entre las succiones de ambas áreas. Para el pasto, se registraron succiones de 8kPa, para los árboles una succión en exceso de 90kPa.

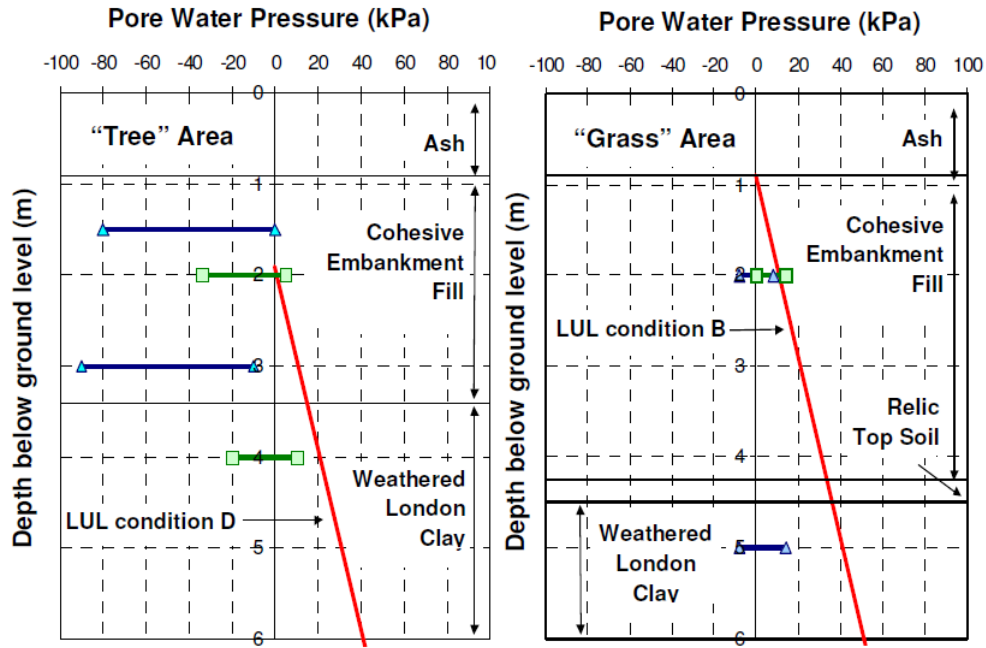


Figura 34: Variación de presiones de poros para terraplenes cubiertos por árboles y por césped

A partir de la modelización hidrológica del problema, se resalta como valor importantísimo y determinante, la permeabilidad del material del terraplén, pues determina hasta qué punto el suelo absorbe el agua de las lluvias y hasta qué punto se pueden retener las succiones residuales.

Para el caso de una dada situación inicial y con una lluvia semanal, se pudo observar que, las terraplenes cubiertos por césped disipan succiones en 57 días mientras que aquellos por árboles, pueden retener succiones de hasta 35kPa hasta 3 meses.

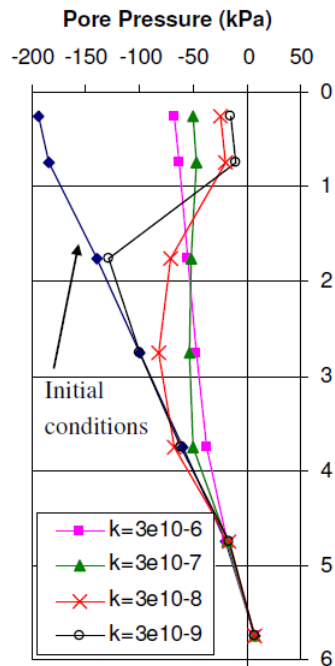


Figura 35: Presiones de poros para distintas permeabilidades

Por último, se aplicaron al terraplén ciclos de secado e hinchamiento, con el fin de simular la variación

estaciones de las presiones de poros. De esta manera, se puede ver que se forma una superficie de falla progresiva relativa en el lapso de unos 35 ciclos, coincidiendo con las fechas del mantenimiento del terraplén que datan de 35 años posteriores a su construcción. [33]

#### **5.2.11. Endurecimiento de suelos**

Implican diferentes métodos para lograr el drenaje de suelos cuando los métodos de drenaje subterráneo no pueden utilizarse. Existen métodos químicos como las mezclas de limosas o el intercambio iónico.

A su vez, la utilización de lechadas de cemento permite estabilizar terraplenes mediante el relleno de fisuras. Nuevamente, estas técnicas permiten mejoras en taludes de pendiente más bien suave.

La electro-ósmosis se utiliza también con el objetivo de lograr el drenaje de suelos subterráneos por medio de un campo eléctrico mas que por la gravedad.

Por último, los rusos han reportado haber logrado el secado de un suelo por métodos térmicos.

## Parte II

# Análisis del Estado Actual

## 6. Localización y Antecedentes

### 6.1. Breve reseña de los Ferrocarriles en Argentina

La red ferroviaria argentina, con 47 059 km de vías, llegó a ser una de las más grandes del mundo, y sigue siendo la más extensa de Latinoamérica y la octava más extensa del planeta. En el año 1953, con 43.938km de vías representaba el 3,2% de la extensión ferroviaria mundial. Distintas causas llevaron al levantamiento de vías, y la merma en su explotación, siendo seguramente la más importante, la competencia con el transporte automotor, y el decaimiento de la exportación de granos en las distintas coyunturas internacionales, desestimulando inversiones y mantenimiento en distintas épocas.

El desarrollo de la red fue fomentado en un primer momento por capitales argentinas, sumándose al poco tiempo británicos y franceses en forma preponderante. Justamente, la diversidad de capitales e inversionistas de los primeros momentos, sumado a la falta de reglamentación en cuanto a la construcción del tendido de las vías, llevaron a que la coexistencia de varias trochas. Así, la trocha ancha (1676mm) representa el 65% de las líneas férreas, mientras que la media (1435mm), el 10% y la angosta (1000mm), el 30%. [6]

La expansión del ferrocarril, relacionada en gran medida con el modelo económico agroexportador basado en la producción agrícola y ganadera de la región pampeana, condujo a esquema radial de vías donde las líneas principales confluyen en la Ciudad de Buenos Aires.

En este caso de estudio, se hará foco sobre el Ferrocarril General Urquiza, que sirve a la región mesopotámica ver Figura 36. Sus vías parten de la estación Federico Lacroze del barrio porteño de Chacarita y discurren por las provincias de Buenos Aires, Entre Ríos, Corrientes hasta llegar a Misiones. La trocha de este ferrocarril resulta ser la trocha media, debido a sus vínculos internacionales con Brasil y Uruguay, quienes ya la utilizaban, facilitando el tráfico internacional.

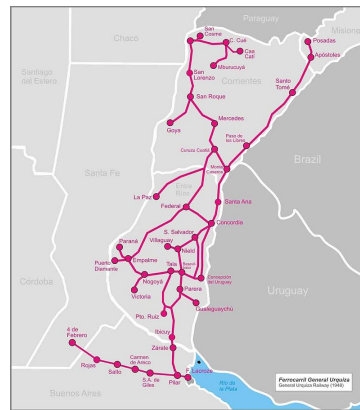


Figura 36: Máxima Extensión del Ferrocarril General Urquiza

Desde hace tiempo, el tramo que se encuentra entre las ciudades de Concordia y Monte Caseros no se encuentra en buenas condiciones. en rigor de verdad, desde la construcción del proyecto hidroeléctrico Salto Grande en 1978. La construcción del aprovechamiento trajo consigo la inundación de nuevas tierras, dando origen a la modificación de la traza ferroviaria entre las localidades de Concordia y Chajarí. Desde el comienzo de su construcción se reportaron frecuentemente diversos problemas asociados con el deslizamiento de taludes, hundimiento de vías, socavación del terreno, disminución en la velocidad de circulación de trenes, entre otros. Siempre luego de con fuertes lluvias. En este sector, el terraplén sobre el que circula el ferrocarril adquiere alturas de hasta 8m y está constituido y, otras veces, situado por y sobre suelos blandos, específicamente arcillas de alta plasticidad.

## 6.2. Estudios previos

El documento denominado «Revisión de Antecedentes» emitido por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería [2], nuclea todos estudios e informes relacionados con los problemas anteriormente detallados. De esta manera, se tienen identificadas las progresivas afectadas a lo largo del tramo de estudio.

En nuestro caso particular, efectuaremos el análisis de tres de ellas:

- PK 36+500

En esta zona la altura del terraplen llega hasta los 7m. Se observa acumulación de agua sobre uno de sus lados, gran acumulación de balasto y enrocado agregado con el fin de suplementar los deslizamientos ocurridos, inclinación de los árboles y defensas vencidas hechas con rieles y durmientes que también habla de deslizamientos superficiales. Ver figuras 0.1, 0.2, 0.3 y 0.4 del Anexo IV.

- PK 46+000

Este sector del terraplén también se encuentra gravemente afectado. Hay acumulación de agua a ambos lados del terraplén, abundante vegetación y se observa que hay abundante balasto y enrocado producto de sucesivos deslizamientos. También existen contenciones vencidas. Ver figuras 0.5, 0.6, 0.7 y 0.8 del Anexo IV.

- PK 70+000

En esta progresiva la altura del terraplen llega hasta los 8.5m, nuevamente se observa deslizamientos, agregado de balasto y enrocado, así como defensas vencidas, acumulación de agua, entre otros. Ver figuras 0.9 y 0.10 del Anexo IV

En cada uno de estos sectores seleccionados han ocurrido deslizamientos que involucran el pie del terraplén. En general, suceden luego de intensas lluvias, lo que conduce a limitar la velocidad de circulación de los trenes, así como a realizar continuo mantenimiento en estos sectores de las vías, como son el refuerzo de las defensas o el relleno de quedades.

La geometría correspondiente a la sección transversal de los terraplenes en estas progresivas se obtiene a partir de los planos correspondientes a la planialtimetría de la nueva traza del tramo Concordia-Monte Caseros[3]. De esta manera, se obtiene el dato de la altura de cada terraplén:

PK 36+500 Altura de terraplén=7m.

PK 46+000 Altura de terraplén=6m.

PK 70+000 Altura de terraplén=8,5m.

Por otro lado, los reportes indican que la pendiente de diseño de construcción de los terraplenes de hasta 8m de altura es 2:3[4], y la capa de balasto tiene un espesor de 40cm. Probablemente, se haya adoptado como medida agregar 10cm más de espesor de lo mínimo recomendado debido a la mala calidad de los materiales constituyentes. La pendiente de esta capa, también es 2:3[5].

Ahora bien, resta por conocer las características del suelo con que se construyeron estos terraplenes.

El informe de INCOCIV [1] realizado en base a muestras de las progresivas PK31+400, PK55+400 y PK75+700, caracteriza los materiales que componen estos terraplenes según 4 «zonas»:

Zona 1: Arcillas grasas (CH) blandas a medianamente compactas, muy húmedas con un alto índice de actividad y que forman una capa de empaquetamiento superior que lógicamente es la que está expuesta a ciclos de debilitamiento progresivo. Los valores de cohesión no drenada se sitúan en el orden de  $20kPa$ .

Zona 2: Constituida por un núcleo de arcillas grasas (CH), también activas, medianamente compactas a compactas y humedades con una tendencia decreciente con la profundidad. Aquí, los valores de  $C_u$  están en el orden de  $35kPa$  a  $45kPa$ .

Zona 3: Corresponde a arcillas grasas (CH) muy compactas a duras, con descenso en los valores de los límites líquidos y en el contenido de humedad. Valores de  $C_u$  entre  $60kPa$  a  $90kPa$ .

Zona 4: Arenas arcillosas (SC) prácticamente densas.

Ahora bien, la distribución de estas capas de suelos en cada una de las progresivas varían según se puede ver en la siguiente tabla que condensa toda la información disponible en el cuadro «Datos Informe Técnico INCOCIV» situado en el Anexo III.

En base a esta información, se promedian los datos en función del tipo de «zona» y se obtiene el cuadro 1, la cual constituirá la base sobre la que se estimarán distintos parámetros que permitan caracterizar el comportamientos de estos suelos.

Zona	Resistencia a Penetración (N)	Humedad Natural (w)	% Pasa Tamiz 200	P.U.S (g/cm3)	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	LL	LP	IP	γ(kN/m <sup>3</sup> )
1	5.3	40.8	81.4	1.29	25.04	69.85	41.85	28.00	26.59
2	10.1	30.2	77.6	1.48	51.23	50.00	26.90	23.10	26.59
3	20.6	23.9	74.6	1.70	85.57				
4	20.0	16.4	41.4	1.85	100.06				

Cuadro 1: Promedio por zona de datos INCOCIV

Por otro lado, resulta importante determinar cómo se distribuyen estas «zonas» en pos de un análisis de estabilidad. Para ello, se tomará como hipótesis que la distribución que éstas tienen es análoga entre los siguiente terraplenes, basándonos simplemente en su cercanía.

PK 36+500 - PK31+400.

PK 46+000 - PK55+400.

PK 70+000 - PK75+700.

Además, se supondrá que las «zonas» se distribuyen proporcionalmente en función de la diferencia de alturas reportadas entre los terraplenes anteriores.

Como resultado se obtienen los perfiles que se observan en las figuras 37, 38 y 39.

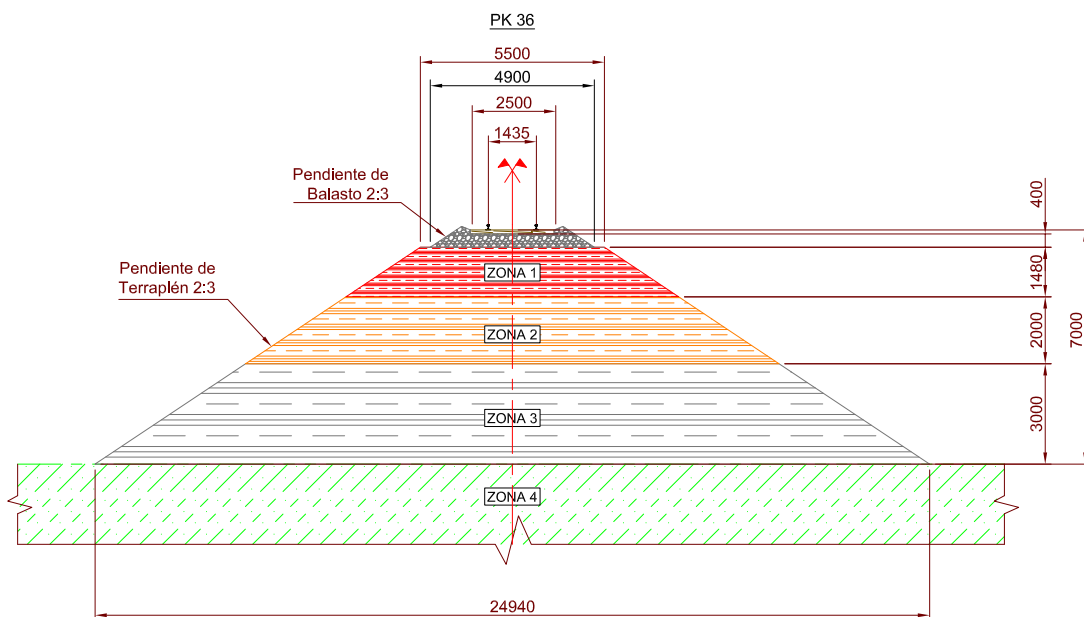


Figura 37: Terraplén de Análisis PK 36+500

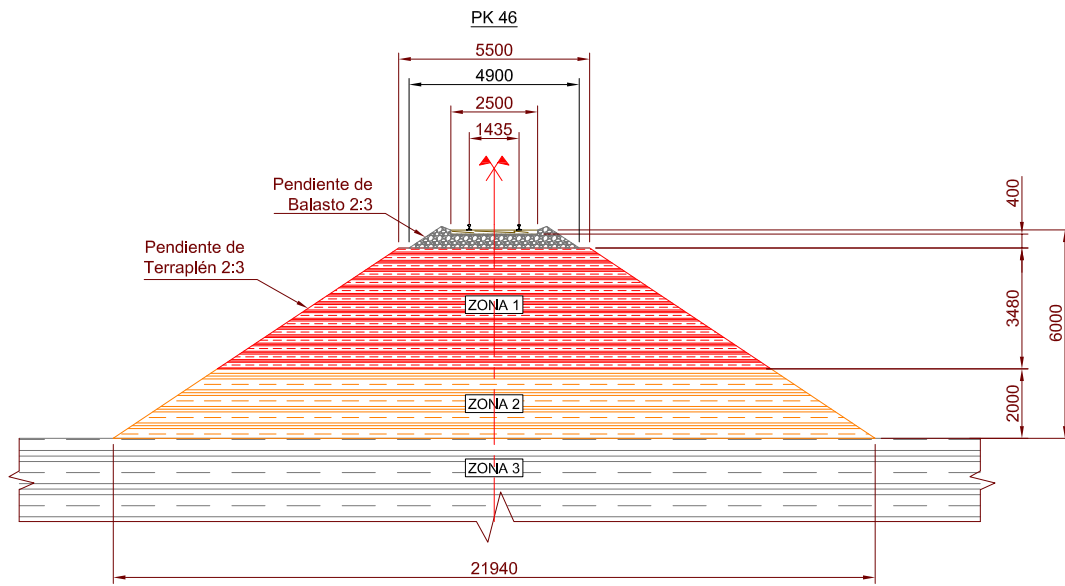


Figura 38: Terraplén de Análisis PK 46+000

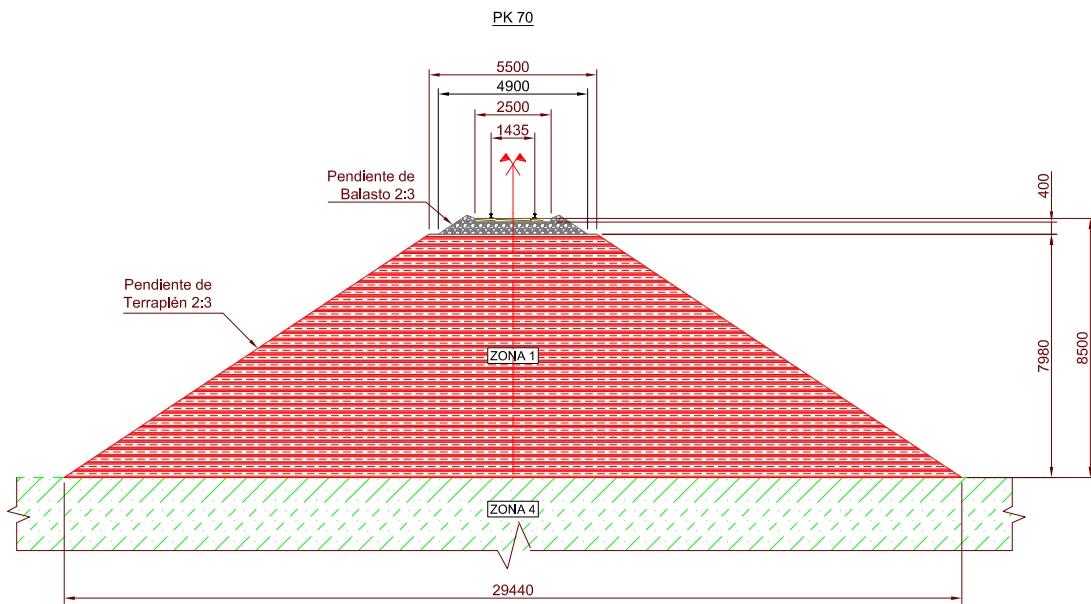


Figura 39: Terraplén de Análisis PK 70+000

## Parte III

# Modelo Numérico

## 7. Modelos Constitutivos

La definición de un modelo constitutivo nos permite relacionar las tensiones con las deformaciones para un determinado material a partir de ciertas hipótesis. En general, se intenta que las ecuaciones representen lo más fielmente posible el comportamiento del material en la realidad. Ahora bien, en los análisis computacionales, a medida que se aumenta la precisión, también lo hace el número de variables y la dificultad para poder estimarlas.

El comportamiento de los suelos depende claramente del grado de deformación del mismo. Mientras que para muy bajas deformaciones se observa un comportamiento lineal; en general, los suelos presentan un comportamiento no lineal que se describe a través de modelos constitutivos que relaciona las tensiones y las deformaciones a través de una matriz de rigidez. Cuando las deformaciones se incrementan el suelo presenta deformaciones irreversibles y/o plásticas. Para representar este comportamiento existen diversos modelos constitutivos.

En muchos modelos para suelos y rocas, la relación entre tensiones efectivas y deformaciones se expresan como una relación infinitesimal. Así, la ecuación constitutiva resulta:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{D} \cdot \underline{\dot{\epsilon}}$$

donde,

$\underline{\dot{\sigma}}'$ : vector derivada de tensiones normales efectivas

$\underline{D}$ : tensor constitutivo

$\underline{\dot{\epsilon}}$ : vector derivada de deformaciones

Este tensor queda definido para cada caso en función de los parámetros de cada modelo. Por ejemplo, para un modelo elástico lineal, los parámetros resultan  $E$  y  $\nu$ .

Si, en cierto caso, el módulo de elasticidad va aumentando a medida que el suelo está más profundo, es posible crear un  $E_{inc}$ .

### 7.1. Modelo Mohr-Coulomb

El comportamiento plástico se asocia al desarrollo de deformaciones irreversibles, así como también limita los estados tensionales admisibles. Con el fin de determinar si ocurre o no comportamiento plástico en un cálculo, se introduce una función de fluencia  $f$ , cuya condición de plasticidad es  $f=0$ . En una terna de ejes coordenados que correspondan a los ejes de tensiones principales, esta condición se representa como una superficie de plasticidad. Si la superficie es fija sin que se afecte por las deformaciones, se tiene una plasticidad perfecta. [17]



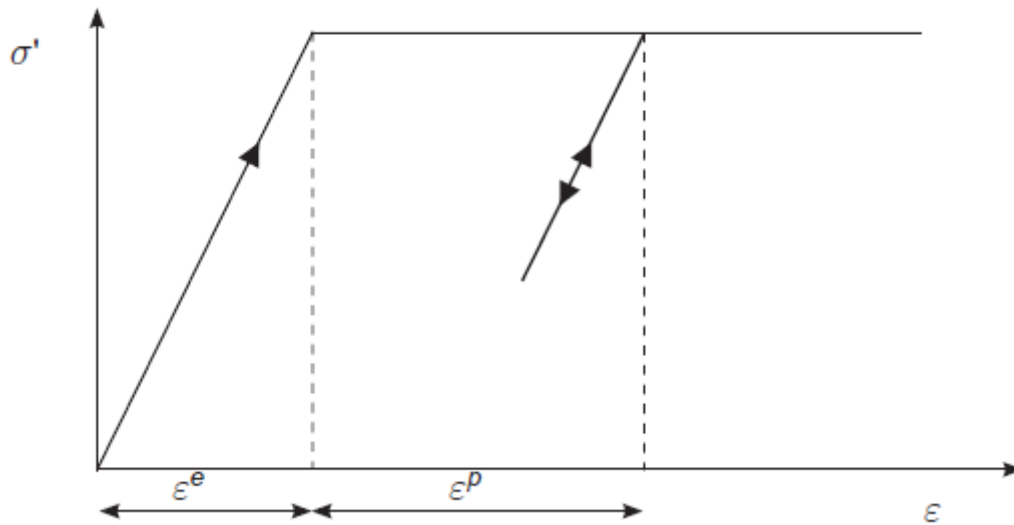


Figura 40: Plasticidad perfecta[17]

El modelo M-C está definido en Plaxis principalmente por el ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ) y la cohesión ( $c$ ), que definen la ya nombrada superficie de falla. A su vez, en todos los estados dentro de la superficie de falla, el material tiene un comportamiento elástico, por lo que será necesario a su vez definir un módulo de elasticidad ( $E$ ), así como un módulo de Poisson ( $\nu$ ). Por última, y para el caso de suelos muy densos, existe un incremento de deformación volumétrica al aplicarse tensiones sobre el material, esto mismo se modela con el parámetro conocido como dilatancia ( $\psi$ ).

## 7.2. Hardening-Soil Model [17]

A diferencia de los modelos elasto-plásticos perfectos, la superficie de fluencia de un modelo con endurecimiento plástico no se encuentra fija en el espacio de tensiones principales, sino que se expande debido a deformaciones plásticas. Así es como se tienen dos tipos de endurecimiento: endurecimiento deviatórico y de compresión. El primero se utiliza para modelizar las irreversibilidades debidas a la carga primaria deviatórica. El segundo, para modelizar la deformabilidad debida a la compresión primaria en una carga edométrica y de carga isotrópica. Ambos tipos de endurecimiento están incluidos en este modelo.

El modelo de “hardening soil” permite modelar tanto suelos blandos como duros. Cuando un suelo está sujeto a una carga deviatórica, el suelo muestra un decrecimiento de su rigidez y simultáneamente se desarrollan deformaciones plásticas irreversibles. En el caso especial de un ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y la tensión desviadora puede ser aproximada mediante una hipérbola.

Los parámetros básicos del modelo son:

- Dependencia de la rigidez según una ley exponencial según el estado tensional (parámetro  $m$ )
- Deformaciones plásticas debido a carga deviatórica primaria (parámetro  $E_{50}^{ref}$ )
- Deformaciones plásticas debido a compresión primaria (parámetro  $E_{oed}^{ref}$ )
- Carga y descarga elástica (parámetros  $E_{ur}^{ref}$ ,  $\nu_{ur}$ )
- Criterio de Falla Mohr-Coulomb (parámetros  $c$ ,  $\varphi$  y  $\psi$ ).

La idea básica para la formulación del modelo Hardening-Soil es la relación hiperbólica entre la deformación axial  $\epsilon_a$  y la tensión desviadora  $q$ . En los ensayos triaxiales consolidados drenados esta relación puede ser descrita mediante la siguiente expresión.

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}$$

Donde  $q_a$  es el valor asintótico de la resistencia al corte,  $E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f}$  y  $E_{50}$  es le módulo de Young al alcanzarse el 50% de la tensión desviadora de rotura  $q_f$ . La expresión para determinar la tensión desviadora de rotura  $q_f$ , se deriva del criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Cuando se alcanza la tensión de rotura, se cumple el criterio de falla y ocurren deformaciones plásticas.  $q_a$  entonces resulta una fracción de  $q_f$ .

$$q_f = [p + c' \cdot \cotg(\varphi')] \cdot \frac{6 \cdot \text{sen}(\varphi')}{3 - \text{sen}(\varphi')}$$

A su vez,  $E_{50}$  es dependiente de la tensión de cámara  $\sigma'_3$  según la siguiente expresión ( $E_{50}^{ref}$  es el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la tensión de cámara de referencia  $\sigma'_{ref}$ )

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left[ \frac{\sigma'_3 \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')}{\sigma'_{ref} \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')} \right]^m$$

La dependencia potencial de la rigidez respecto de la tensión es una característica básica del modelo Hardening-Soil. Además el modelo tiene en cuenta la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de carga y descarga:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left[ \frac{\sigma'_3 \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')}{\sigma'_{ref} \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')} \right]^m$$

Las componentes elásticas de las deformaciones axial  $\varepsilon_a$  y radial  $\varepsilon_r$  se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_a^e = \frac{q}{E_{ur}}$$

$$\varepsilon_r^e = \nu_{ur} \cdot \frac{q}{E_{ur}}$$

Por último, la misma dependencia potencial se presenta para la rigidez en compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico  $E_{oed}$ .

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left[ \frac{\sigma'_1 \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')}{\sigma'_{ref} \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')} \right]^m$$

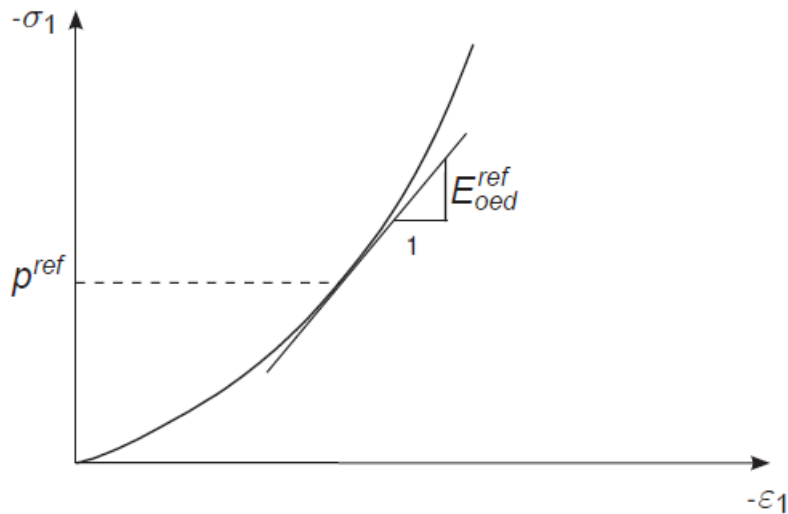


Figura 41: Módulo de rigidez edométrica[17]

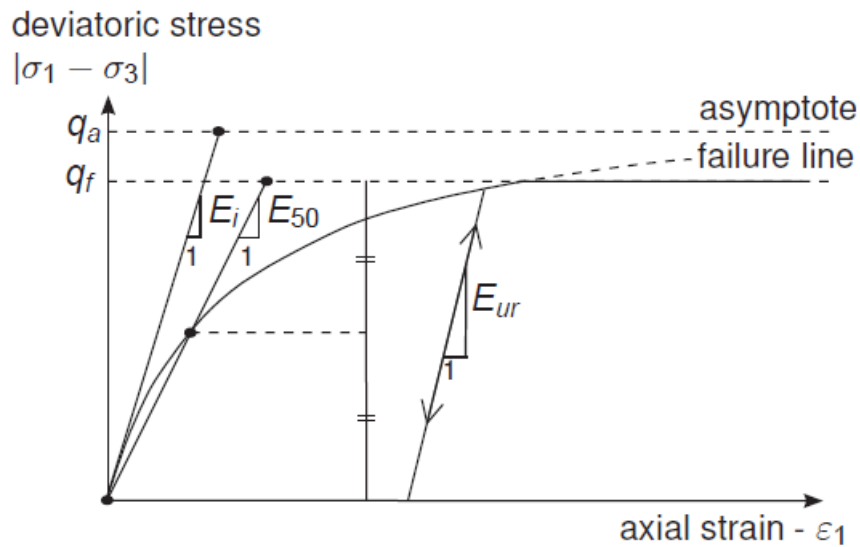


Figura 42: Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales drenados[17]

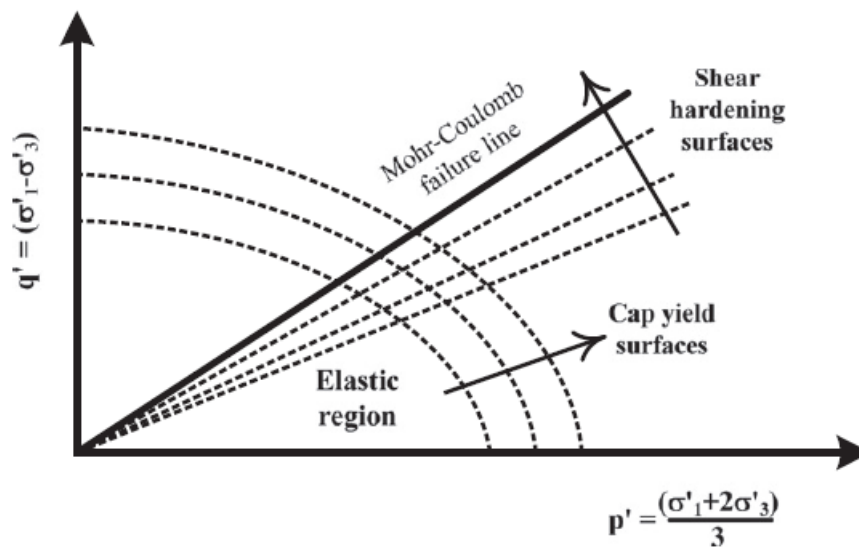


Figura 43: Endurecimiento por ampliación de las superficies de fluencia[17]

### 7.3. Hardening soil model with small-strain stiffness (HSS)

El modelo de HS asume un comportamiento elástico durante la carga y la descarga. Sin embargo, el rango de deformaciones en que el suelo es verdaderamente elástico, durante el cual se recuperan de la deformación elástica aplicada es muy pequeño. A medida que la amplitud de las deformaciones aumenta, la rigidez del suelo decae de forma no lineal tal como lo muestra la figura44:

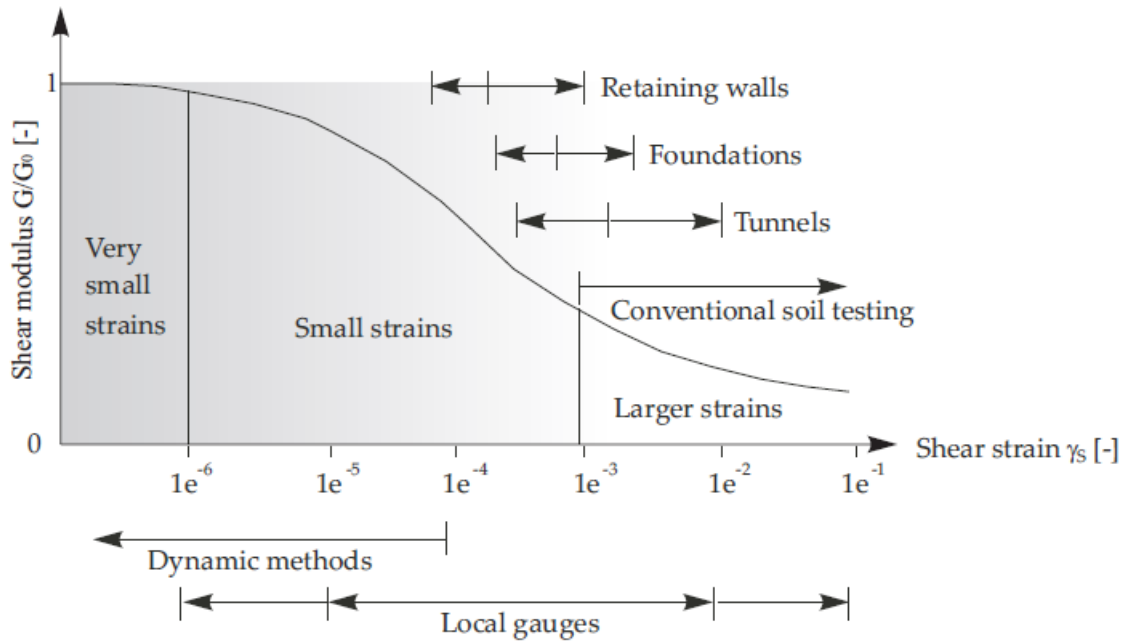


Figura 44: Rigidez involucrada en función de la deformación típica de distintos tipos de sollicitación[17]

Solamente dos parámetros se agregan respecto a los del HS model:

- El módulo de corte inicial ( $G_0$ )
- EL nivel de distorsión  $\gamma_{0,7}$  donde el módulo de corte secante  $G_s$  se reduce a aproximadamente el 70 % de  $G_0$ .

El módulo de corte  $G_0$  además sigue la siguiente relación:

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left[ \frac{-\sigma_3 \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')}{\sigma'_{ref} \text{sen}(\varphi') + c' \cos(\varphi')} \right]^m$$

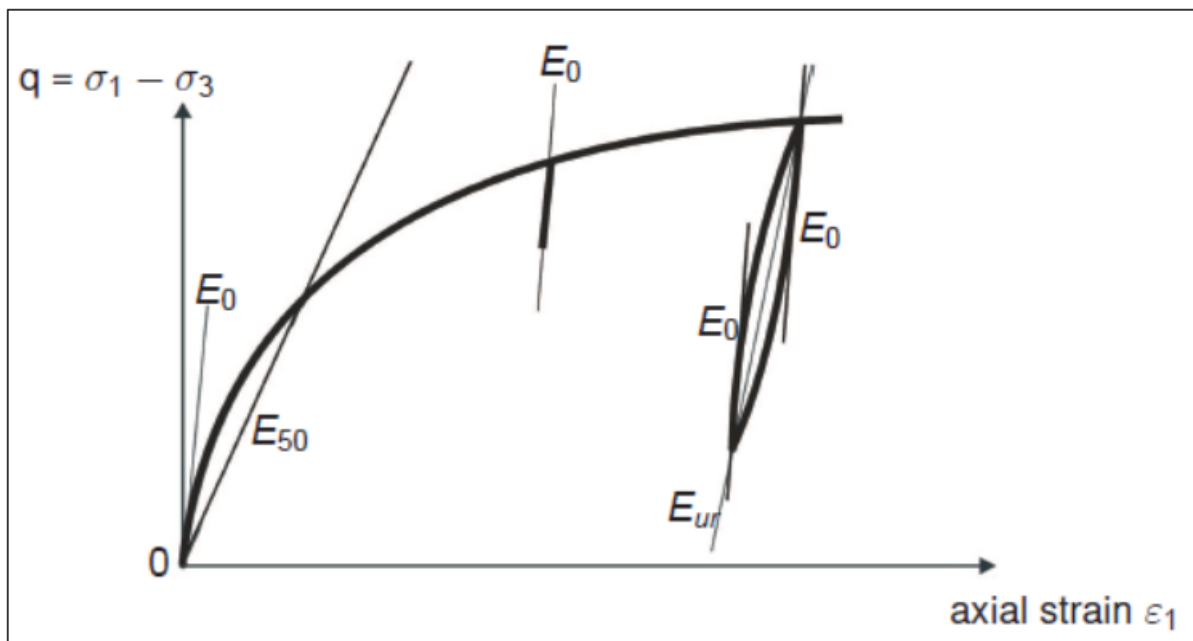


Figura 45: Parámetros de rigidez del modelo HSS[17]

## 7.4. Estado de tensiones

En suelos saturados, la ecuación de tensiones efectivas de Terzaghi (1936) es ampliamente aceptada:

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

Ahora bien, la extensión de este principio a los suelos parcialmente saturados la formuló Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$$

$\sigma'$  =tensión efectiva

$\sigma$  =tensión total

$u_a$  =presión de aire en los poros

$u_w$  =presión de agua en los poros

$\chi$  =factor variable entre 0 y 1. (igual a 1 para suelos saturados, igual a 0 para suelos secos)

El programa de elementos finitos Plaxis permite tener en cuenta esto adoptando el enfoque de Bishop, donde el factor es el grado de saturación efectivo ( $\chi = S_e$ ), dado por la ecuación:

$$S_{e(S)} = \frac{S_r(S) - S_{res}}{1 - S_{res}}$$

$S_r$  =Grado de saturación

$S_e$  =Grado de saturación efectivo

$S_{res}$  =Grado de saturación residual

Donde se asume que el grado de saturación efectivo sigue la relación propuesta por Van Genuchten (1980):

$$S_{e(S)} = \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae}} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda}$$

$S$  =Succión mátrica

$S_{ae}$  =Valor de succión de entrada de aire

$\lambda$  =Índice de distribución de poros

## 8. Estimación de Parámetros

La estimación de los parámetros para el modelo HS resulta dificultosa en tanto se requiere precisar un número importante de variables en tanto que la información y documentación disponible es, como es habitual, escasa. Además, PLAXIS, prevee los parámetros en función de las curvas obtenidas a partir de un ensayo triaxial, por lo que, resulta aún más trabajosa la determinación de los datos. Entonces, la determinación se realiza tanto en base a hipótesis, como lo es la forma en que el suelo responderá ante la carga, como a hechos concretos, que en este caso resultan ser las fallas descritas ante un evento en particular como lo es el deslizamiento del terraplen. De esta forma, es posible ajustar el modelo de forma razonable y coherente tanto con lo documentado para este caso particular como lo que exhibe al bibliografía para lo que es el comportamiento de las arcillas en general.

En base a lo obtenido en el análisis de los antecedentes y de la documentación disponible, se estimarán los parámetros con los que se modelará cada capa de suelo.

**Ángulo de fricción interna  $\varphi$**  En primera instancia se desea conocer el ángulo de fricción interno de cada estrato, para ello, se utilizará la fórmula de Mitchel (1976):

$$\text{sen}(\varphi) \approx 0,8 - 0,094 \cdot \ln(IP)$$

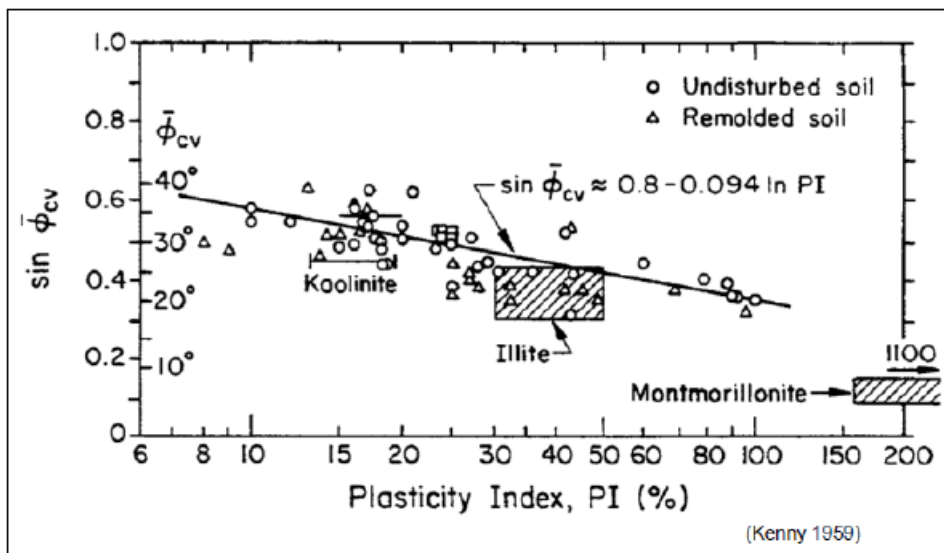


Figura 46: Relación entre el índice de plasticidad y el ángulo de fricción interna para arcillas blandas. Mitchel 1976

Además, el EPRI recomienda adaptar los valores utilizados en la estimación de los parámetros en función del tipo de análisis realizado. Para el caso de una estado plano de deformación, se aumenta en un 10 %.

Table 4-5  
RELATIVE VALUES OF EFFECTIVE STRESS FRICTION ANGLE  
FOR NORMALLY CONSOLIDATED COHESIVE SOILS

Test Type	Friction Angle (degrees)
Triaxial compression <sup>1</sup> (TC)	$1.0 \bar{\phi}_{tc}$
Triaxial extension (TE)	$1.22 \bar{\phi}_{tc}$
Plane strain compression (PSC)	$1.10 \bar{\phi}_{tc}$
Plane strain extension (PSE)	$1.10$ (for PSC/TC) $\times 1.22$ (for TE/TC) $= 1.34 \bar{\phi}_{tc}$
Direct shear <sup>2</sup> (DS)	$\tan^{-1} [\tan \phi_{psc} \cos \bar{\phi}_{cv}]$ or $\tan^{-1} [\tan(1.10 \bar{\phi}_{tc}) \cos \bar{\phi}_{cv}]$

1 - CIUC, CK<sub>0</sub>UC, or CAUC  
2 - Speculative, based on results from sand

Figura 47: Valores relativos del ángulo de fricción interna en función del tipo de análisis

Así, se tienen los siguientes ángulos de fricción interna:

Zona	Ángulo de fricción interna calculado ( $\phi'$ )	Ángulo de fricción interna adoptado ( $\phi'$ )
1	29	27
2	30	28
3	-	29

Para el caso de la Zona 4 que se trata de una arena arcillosa medianamente densa (Pasa #200=41.4%), se utiliza las estimaciones de [18]

Description	Relative density $D_r$	SPT - N (blows/300 mm)		Strength
		Uncorrected field value	Corrected value	Friction angle
V. Loose	<15%	$N \leq 4$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$\phi < 28^\circ$
Loose	15-35%	$N = 4-10$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$\phi = 28-30^\circ$
Med dense	35-65%	$N = 10-30$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$\phi = 30-40^\circ$
Dense	65-85%	$N = 30-50$	$(N_o)_{60} = 25-42$	$\phi = 40-45^\circ$
V. Dense	>85%	$N > 50$	$(N_o)_{60} > 42$	$\phi = 45-50^\circ$
	100%		$(N_o)_{60} = 60$	$\phi = 50^\circ$

- Reduce  $\phi$  by  $5^\circ$  for clayey sand.
- Increase  $\phi$  by  $5^\circ$  for gravelly sand.

Figura 48: Ángulo de fricción interna a partir del ensayo SPT

Siendo que en nuestro caso son medianamente densas, se tiene:

Zona	Ángulo de fricción interna calculado ( $\phi'$ )	Ángulo de fricción interna adoptado ( $\phi'$ )
4	25°-35°	34°

**Cohesión c** Para el caso de la cohesión, si bien los materiales no presentan cementación, se adopta una cohesión menor (entre 3 y 5 kPa) con el fin de evitar una falla superficial y acercarse a fallas semejantes a las observadas en campo.

**Ángulo de dilatancia  $\psi$**  El ángulo de dilatancia corresponde, en general, a un fenómeno particular de suelos granulares, por lo que en este caso, se adoptará el valor de  $0^\circ$  para este parámetro.

**Resistencia al corte no drenada  $S_u$**  La resistencia al corte no drenada es dada como dato a partir de los resultados de los ensayos presentados en la tabla 1, y a su vez, se los compara con las tablas de [18] para arcillas dado su SPT. Por último, se muestra el  $S_u$  utilizado en los cálculos.

La resistencia al corte no drenada se puede estimar a partir de la siguiente expresión: [16]

$$S_u = 1,7 \cdot e^{-4,6 \cdot LL}$$

o bien, a partir de

$$S_u \approx 7 \cdot (N_1)_{60}$$

Material	Description	SPT – N (blows/300 mm)	Strength
Clay	V. Soft	$\leq 2$	0–12 kPa
	Soft	2–5	12–25 kPa
	Firm	5–10	25–50 kPa
	Stiff	10–20	50–100 kPa
	V. Stiff	20–40	100–200 kPa
	Hard	$> 40$	$> 200$ kPa

Figura 49: Resistencia al corte no drenada en función del ensayo SPT para arcillas

Así se tiene la siguiente tabla:

	Su(kPa) según ensayos	Su(kPa) según tabla	Su(kPa) adoptada
Zona 1	25	12-25	35
Zona 2	51	25-50	35
Zona 3	82	50-100	35
Zona 4	100	-	50

**Módulo de Corte Inicial  $G_0$**  Se calcula en base a la correlación de Hardin & Black (1969):

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2,97-e)^2}{1+e}$$

Siendo la relación de vacíos:

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

Donde  $G_s$  es la gravedad específica,  $\gamma_w$  la densidad del agua, y  $\gamma_d$  la densidad seca del material.

	$G_0^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$ según cálculos	$G_0^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$ adoptado
Zona 1	58330	44000
Zona 2	86760	44000
Zona 3	12212	44000
Zona 4	14728	58000

Shear modulus, G	Small – strain shear modulus $G_0$ (MPa)
Soft clays	3 to 15
Firm clays	7 to 35
Silty sands	30 to 140
Dense sands and gravels	70 to 350

Figura 50: Valores típicos para el módulo de corte inicial



**Nivel de Distorsión  $\gamma_{0.7}$**  El nivel de distorsión se adopta en todos los casos igual a 0.0002

**Parámetro m** Con el fin de simular el comportamiento logarítmico de compresión en arcillas, se adopta valor de  $m = 1$ .

**Módulo de elasticidad secante en ensayo triaxial drenado  $E_{50}^{ref}$**  El módulo de corte inicial  $G_0$  se obtiene a partir de la ecuación

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^n$$

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{\sigma_v \cdot (1 + 2K_0)}{3}$$

Donde  $\sigma_v$  es la tensión efectiva vertical y  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$  es la tensión efectiva horizontal. Se adopta  $K_0 = 0,5$  en todos los casos.

El módulo de elasticidad para carga/descarga  $E_{ur}^{ref}$ , se calcula en función de  $G_0$ , según la ecuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0}{1 + 0,385 \cdot \frac{E_{ur}}{G_0}}$$

**Módulo de elasticidad tangente para carga edométrica  $E_{oed}^{ref}$  y Módulo de elasticidad para carga/descarga  $E_{ur}^{ref}$**  El módulo de elasticidad secante y el tangente se calculan como sigue según lo recomendado por Plaxis para la mayoría de las aplicaciones prácticas[17]:

$$E_{ur}^{ref} \approx 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

$$E_{oed}^{ref} \approx \frac{3}{4} E_{50}^{ref}$$

**Módulo de Poisson para carga/descarga  $\nu_{0.2}$**  El módulo de Poisson se adopta igual a 0,2 en todos los casos.

**Comportamiento No Saturado** Para modelar el comportamiento no saturado del suelos, se tomaron dos curvas de succión realizadas en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería. La primera corresponde a la Formación Pampeano y la segunda a una arcilla expansiva de Comodoro Rivadavia. Ambas curvas se presentan a continuación junto con los parámetros que las definen:

Ver anexo IV donde se especifica las curvas de saturación involucradas.

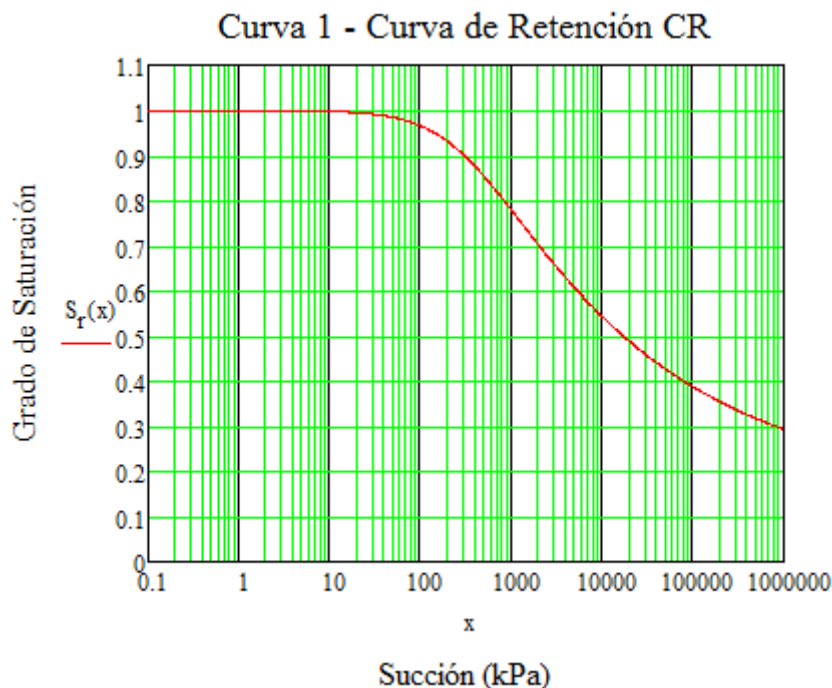


Figura 51: Curva de Saturación de arcilla expansiva Comodoro Rivadavia.

Parámetros arcilla de Comodoro Rivadavia:  
 $\lambda = 0,18, S_{ae} = 300kPa, S_{res} = 0,15$

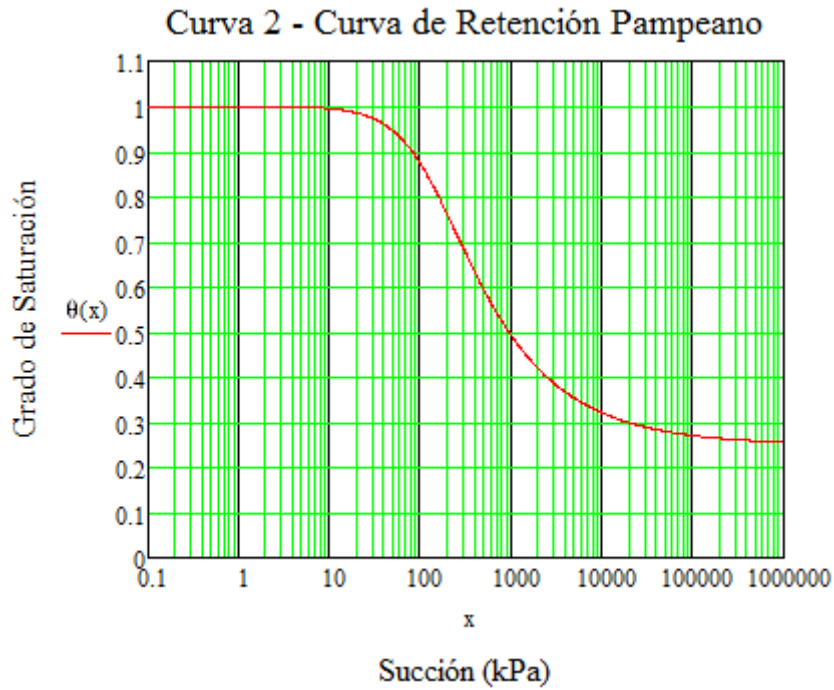


Figura 52: Curva de Saturación de Formación Pampeano.

Parámetros de Formación Pampeano:  
 $\lambda = 0,35, S_{ae} = 125kPa, S_{res} = 0,25$

**Resumen de Parámetros**

	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
$\gamma \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$	18	18	18	20
$\phi [^\circ]$	27	28	29	34
$c \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	3	3	3	5
$\psi [^\circ]$	0	0	0	0
$S_u \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	35	35	35	50
$m [-]$	1	1	1	1
$E_{50}^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	12000	12000	12000	18000
$E_{oed}^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	9000	9000	9000	12000
$E_{ur}^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	36000	36000	36000	54000
$\nu_{ur} [-]$	0.2	0.2	0.2	0.2
$G_0^{ref} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	44000	44000	44000	58000
$\gamma_{0,7} [-]$	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002

## 9. Respuesta del modelo frente a la situación actual

### 9.1. Refuerzo mediante hinca de rieles por parte de Belgrano Cargas

Como se ve en las fotos del Anexo IV “Localización y Antecedentes”, se han ejecutado defensas que consisten en rieles hincados unidos mediante durmientes. Ver plano “Reforzamiento de Terraplenes en Distintos Sectores” en el Anexo III. Las mismas han sido insuficientes, pues no han podido evitar el deslizamiento de los terraplenes.

Esto puede deberse a que la resistencia de los rieles sea demasiado baja, a que la profundidad no sea adecuada, que la rigidez sea muy pequeña entre otras razones.

Para intentar explicar por qué estas defensas han sido insuficientes, se modelan las mismas y se observan los efectos que producen.

Para poder ingresar en Plaxis como elementos estructurales 2D, pertenecientes a un estado plano de tensiones, se lleva la rigidez del riel tanto a corte como a flexión a una equivalente en función de la distancia que los separa, presentando una situación más favorable para los rieles que la realidad, así:

$E_a$  = Módulo de elasticidad del acero

$J$  = Momento de inercia

$d$  = Distancia entre rieles

$A$  = Sección del riel

$$E_a = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J = 506,43 \text{ cm}^4$$

$$d = 2,1 \text{ m}$$

$$A = 69,3 \text{ cm}^2$$

Entonces, las rigideces equivalentes resultan:

$$\frac{E_a \cdot A}{d} = 6,8 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ y } \frac{E_a \cdot J}{d} = 496,64 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

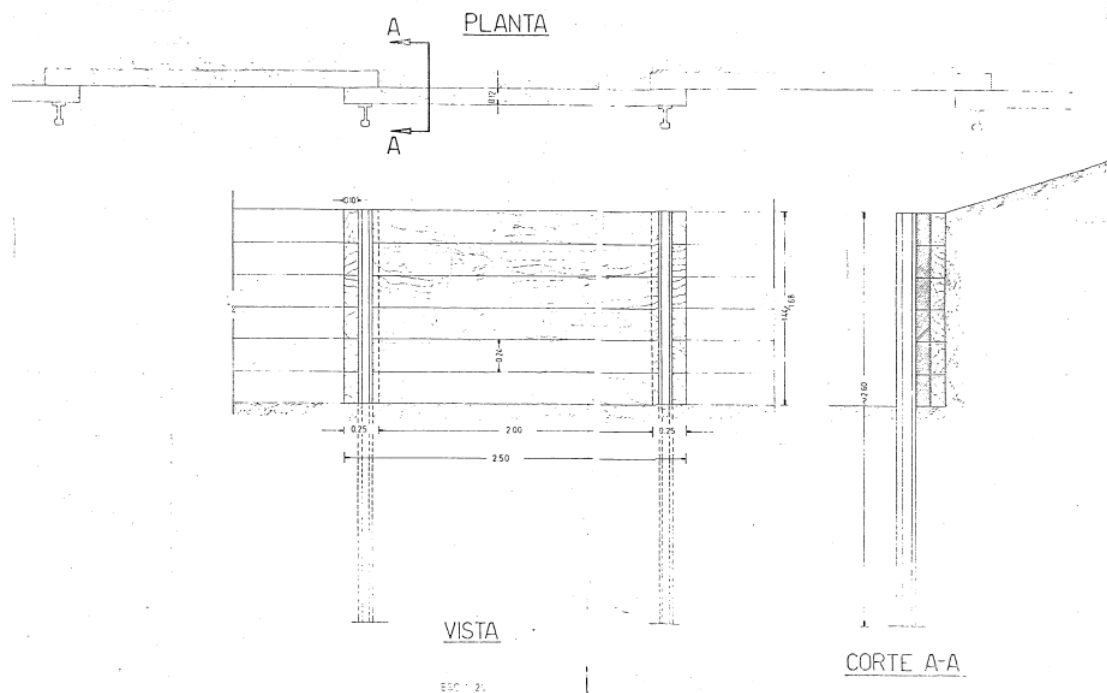


Figura 53: Detalle del refuerzo de terraplenes por parte de Belgrano Cargas

## 9.2. Análisis Límite

Como primera aproximación se modela el terraplén mediante el programa Slide, permitiendo realizar un análisis de equilibrio límite. Se plasma la geometría exacta de cada progresiva: su altura total (sin considerar el balasto) y su pendiente de diseño -2H:3V- según lo documentado por Belgrano Cargas (ver Subsección 6.2). A su vez, se consideran las 4 zonas anteriormente descritas en la Sección 8, adjudicándole a cada zona un comportamiento de tipo Mohr-Coulomb. La carga considerada es la calculada en el Anexo II.

Este programa permite seleccionar la forma en que se analizará la falla. Se elige el método de las fajas de Morgenstern-Price y se calcula el factor de seguridad.

Como se anticipó, los terraplenes fallan luego de intensas lluvias. Para modelar de forma simple esta situación y la modificación que se tiene en las condiciones de saturación de los suelos, se eleva el nivel freático 2m desde la cara oeste del terraplén, tal como se puede ver en la figura 55.

Así, se obtienen los siguientes resultados resumidos en el cuadro 2 para cada progresiva:

	Factor de Seguridad	Factor de Seguridad posterior a lluvia
PK36 (h=7m)	1.031	0.939
PK46 (h=6m)	1.04	0.92
PK70 (h=8,5m)	1.07	0.955

Cuadro 2: Factores de seguridad obtenidos según el método de análisis límite

Como se puede ver, el factor de seguridad en condiciones normales está justo en los límites de la estabilidad y resulta totalmente insuficiente para garantizar la estabilidad; se recuerda que los valores recomendados para este tipo de análisis son de al menos 1,5. Además, se puede notar que la condición de lluvia, que se traduce en una elevación del nivel freático, disminuye el factor de seguridad de los terraplenes llevándolos a la falla, tal como lo demuestra la documentación de Belgrano Cargas.

Esto nos muestra que el modelo, no sólo está en correlación con la información de suelo disponible, sino que, además, los terraplenes presentan el mismo comportamiento ante la lluvia que los de la realidad. Ver Anexo VI - Resultados de modelo Slide para las progresivas PK36, PK46 y PK70 según el estado actual para las condiciones con y sin lluvia.

Las figuras 54 y 55 muestran el factor de seguridad para la PK70 en sus condiciones antes y posterior a lluvias, y además permite observar el mecanismo de falla dominante.

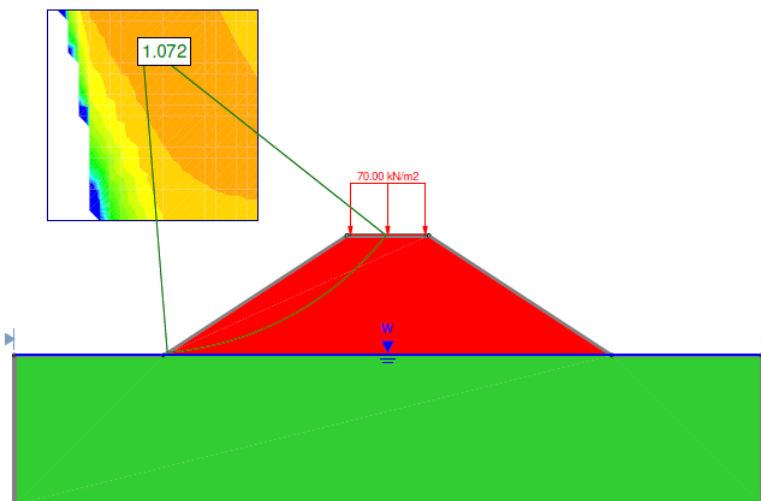


Figura 54: Análisis de Equilibrio Límite PK70 en condiciones normales.

En la figura 54, el mecanismo de falla se trata desde luego de un arco de circunferencia (método de Bishop) que acusa una falla de tipo talud, lo cual tiene sentido pues la totalidad del terraplén está constituido por el suelo denominado “Zona 1” que se trata en definitiva de una arcilla grasa blanda a medianamente compacta.

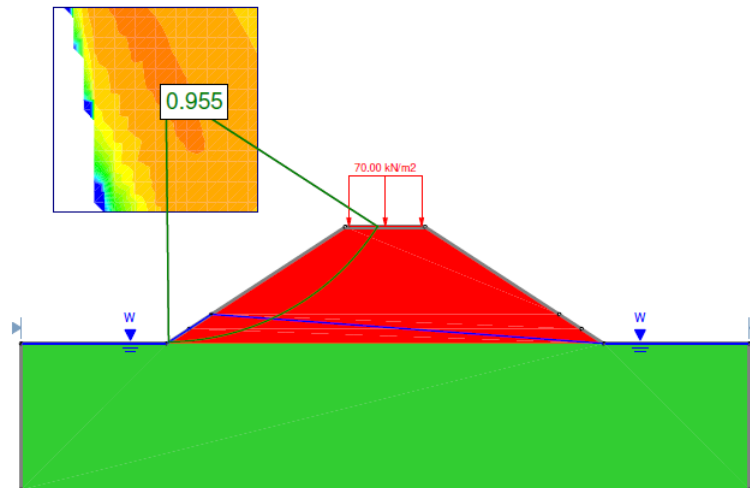


Figura 55: Análisis de Equilibrio Límite PK70 en condiciones posterior a lluvias.

La figura 55 acusa también un mecanismo de falla de tipo talud, sin embargo, al encontrarse el nivel freático más alto, disminuyen las tensiones efectivas en el material constitutivo del terraplén y, por lo tanto, disminuye el factor de seguridad.

### 9.3. Plaxis

Como se mencionó anteriormente en el Estado del Arte, no basta analizar un terraplén con el análisis de equilibrio límite dado que puede sobreestimarse o subestimarse la capacidad del mismo. Por lo tanto, el análisis de estabilidad de las tres progresivas también se realizó con el programa de elementos finitos Plaxis.

Se mantiene la configuración de los suelos que se tiene como dato de los informes geotécnicos de la zona y las alturas correspondientes a cada terraplén. En el Anexo VII - Modelo en Plaxis, se adjuntan los esquemas geométricos del modelo computacional para las tres progresivas.

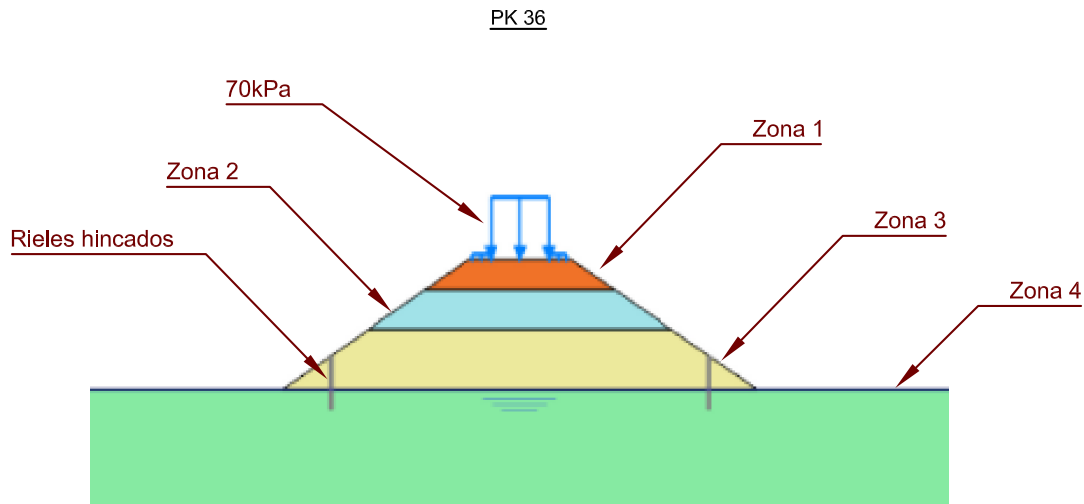


Figura 56: PK36- Modelo en Plaxis

Como se puede ver en la figura 56, el modelo se calcula en base a las configuraciones de suelo establecidas según los informes geotécnicos de INCO CIV, con 4 zonas de suelo diferenciadas cada una con sus parámetros, con la carga estimada en el Anexo II, y considerando o no la remediación propuesta por Belgrano Cargas de rieles hincados.

Se asume para las cuatro “zonas” un comportamiento según el modelo HSS, con los parámetros estimados en la Sección 8.

En este caso, la situación de “lluvia” se emuló modificando la saturación del material del terraplén. Para ello se tuvieron en cuenta tres curvas de saturación, la curva predefinida “Fine” que provee el programa Plaxis, la curva de la arcilla de Comodoro Rivadavia y la de Formación Pampeano, calibradas en el programa a partir de los datos experimentales detallados en Comportamiento No Saturado.

Para cada una de ellas, se considera arbitrariamente una saturación inicial del 80 % y una final (luego de la lluvia) del 90 % para el material con el que está constituido el terraplén. Así, para cada curva y cada saturación se obtiene una succión (Ver cuadro 3). El objetivo es ver, cómo se comporta el material con el que está constituido el terraplén en función de las succiones establecidas; y mostrar que es posible, en base a datos experimentales, plasmar en Plaxis el comportamiento no saturado de estas arcillas.

Curva de Saturación	Succión (kPa)	
	Sr=80 %	Sr=90 %
Curva I: “Comodoro Rivadavia”	680	280
Curva II: “Formación Pampeano”	120	72
Curva III: “Fine”	20	5,2

Cuadro 3: Succiones para las curvas de saturación consideradas

Como se mencionó anteriormente, en el modelo se asume que el nivel freático se sitúa en la base del terraplén por lo tanto, esquemáticamente, las succiones quedarán dispuestas según la configuración mostrada en la figura 57.

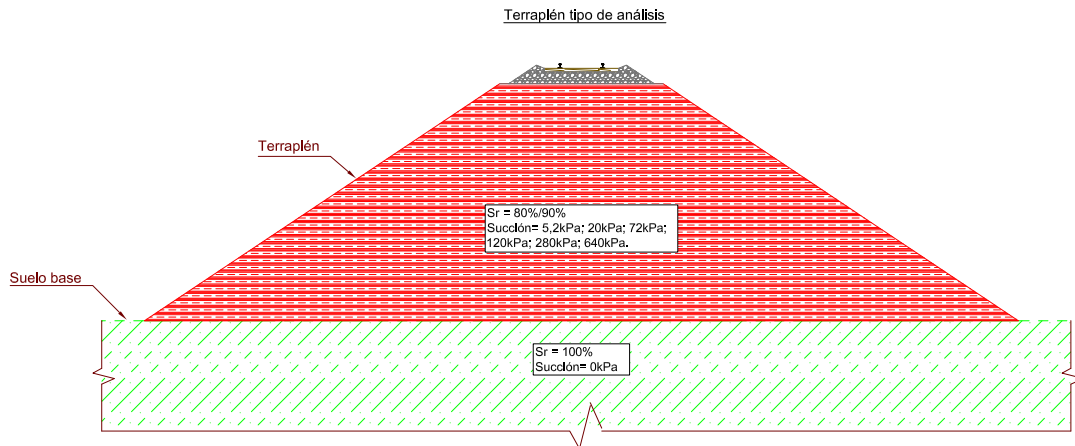


Figura 57: Esquema de las succiones consideradas tanto para el cuerpo del terraplén como para el suelo de fundación.

### 9.3.1. Terraplén

Plaxis permite efectuar un análisis donde se computa el factor de seguridad ante la falla. Es importante destacar que este factor de seguridad no se calcula en base a la relación entre el momento volcador y el estabilizante, sino a partir de una disminución sucesiva del ángulo de fricción interna y cohesión de los suelos a través de un único factor hasta encontrar la falla (no poder cumplir con las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y admisibilidad plástica). Por tratarse del caso particular de estabilidad de taludes, los factores de seguridad pueden coincidir o estar cercanos en sus valores respecto de los obtenidos por el método del equilibrio límite, sin embargo la forma de calcularlos no es la misma y para un mismo problema no tienen por qué coincidir. [23]

En primer lugar, se calcula este factor de seguridad ante la falla del terraplén solamente bajo su peso propio. Ver cuadro 4.

Terraplén	Succión (kPa)		
	20	120	680
F.S. PK36 (h=7m)	1,65	>2,5	>2,5
F.S. PK46 (h=6m)	1,4	2,25	>2,5
F.S. PK70 (h=8,5m)	1,5	>2,5	>2,5

Cuadro 4: Factores de seguridad ante la falla del terraplén bajo su peso propio en función de la succión (correspondiente a saturaciones del 80 % de las curvas analizadas)

En un principio, con las succiones consideradas, el terraplén sería estable en todos los casos, solamente bajo la acción de su peso propio. Además se puede destacar cómo al aumentar la succión, aumenta el factor de seguridad, sin embargo no de la misma manera. Las PK36 y PK70, parecen mantener una correspondencia en su comportamiento, incluso considerando una disminución de su FS al aumentar la altura, lo cual es lógico. En cambio, la PK46, demuestra un aumento en su FS menos sensible.

### 9.3.2. Carga

Ahora se ejecuta el análisis considerando la carga con las succiones anteriores, y luego se analiza la situación de “lluvia” para cada curva dada, es decir, considerando una succión variando del 80 % al 90 % de saturación. Ver cuadro 5.

Carga	Succión (kPa)					
	5,2	20	72	120	280	680
F.S. PK36 (h=7m)	0,89	1,32	1,9	2,2	3	3,95
F.S. PK46 (h=6m)	0,75	1,15	1,55	1,8	2,4	2,7
F.S. PK70 (h=8,5m)	0,7	1,2	1,7	2,05	2,8	3,7

Cuadro 5: Factores de seguridad ante la carga del terraplén en función de la succión (correspondiente a saturaciones del 80 % y 90 % de las curvas analizadas)

En este cuadro, ya se encuentra situaciones donde, para cierto rango de succiones, los terraplenes no son estables o bien, lo son pero con factores de seguridad muy bajos, inadmisibles para el diseño. Se trata de aquellas succiones correspondientes a la Curva III “Fine” (5,2kPa y 20kPa). Por otra parte, las succiones correspondientes a las Curvas I y II (72kPa, 120kPa, 280kPa y 680kPa) otorgan una resistencia adicional al terraplén que asegura su estabilidad.

Nuevamente, es posible observar la misma tendencia: a medida que aumenta la succión también lo hace el factor de seguridad. Y la PK46 vuelve a ser menos sensible respecto a la succión. Vale recordar que a diferencia de los otros casos, en esta progresiva, el terraplén no sólo está constituido por suelos blandos, sino sobre los mismos. Evidentemente, la capacidad portante involucra fuertemente a los suelos base; los cuales no están afectados por los valores de succión. Los mecanismos de falla muestran exactamente esto. A medida que aumentan las succiones (Curva I > Curva II > Curva III) el problema de falla involucra en mayor medida al suelo base, que se encuentra completamente saturado. Es decir, existe una disminución relativa de la capacidad portante del suelo base respecto al suelo con el que está constituido el terraplén. Ver figuras 58, 59 y 60

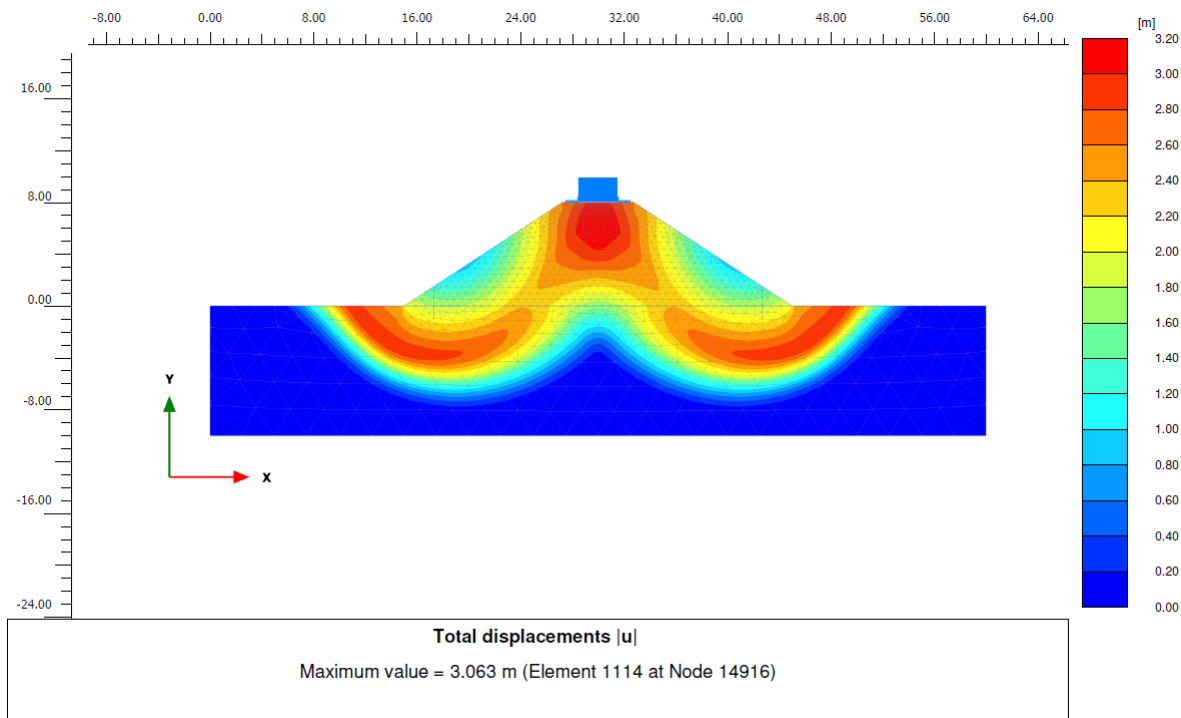


Figura 58: Mecanismo de falla en PK70 para la Curva I

En la figura 58 se puede observar que el mecanismo de falla constituye una falla conocida como “de



fondo” tal como se vio en el párrafo 4.1. Esta falla involucra al suelo base. En rigor de verdad, dados los altos factores de seguridad obtenidos (2,8 y 3,7) más que una falla por deficiencias del suelo base (arena arcillosa medianamente densa cuyo ángulo de fricción interna es  $34^\circ$ ), la resistencia del suelo base es relativamente menor debido a la capacidad que otorgan las altas succiones consideradas para la Curva I.

En cambio, en la figura 59, el factor de seguridad es un poco menor (1,7 y 2,05) y además se ve que la falla compromete mucho menos al suelo base. Por último, en la figura 60, se ve que la falla se trata de una falla por talud propiamente dicha (ver párrafo 4.1). Y se acusan factores de seguridad mucho menores (0,7 y 1,2), correspondiente con lo que efectivamente sucede en la realidad según los reportes de Belgrano Cargas. De esta manera, se puede concluir que en la PK70, el problema radica principalmente en el material con que está constituido el talud.

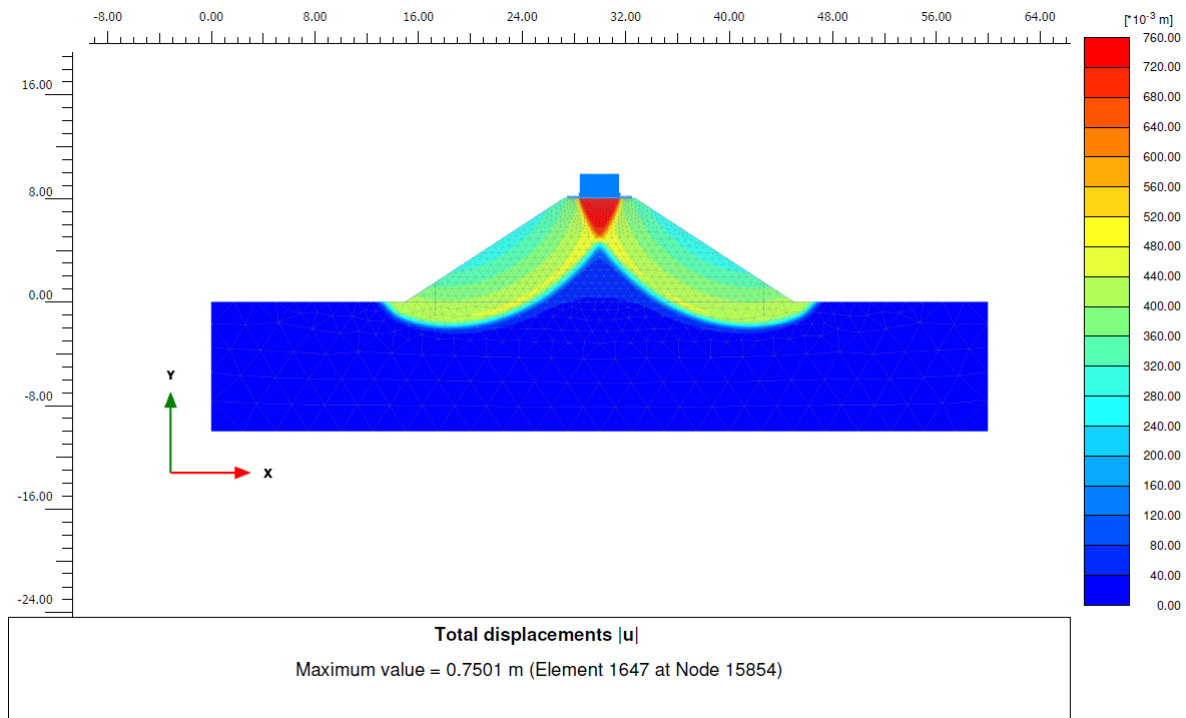


Figura 59: Mecanismo de falla en PK70 para la Curva II

Las deformaciones obtenidas para la PK70 en las tres curvas se corresponden con lo obtenido en los mecanismos de falla, es decir, las deformaciones observadas predominan en el cuerpo del terraplén respecto del suelo base a medida que las succiones decrecen. Ver figuras 61, 62 y 63. Por último, cabe destacar que las deformaciones presentadas en el caso de la Curva III (Figura 63), se trata de deformaciones muy altas para un problema de tipo ferroviario, inadmisibles con la operación del mismo. Esto resulta muy importante, como se mencionó en la Sección 3; la rigidez vertical de la vía es un parámetro que determina la magnitud de los esfuerzos a los que estará solicitada, así como también influirá en el mantenimiento que requerirá y en la potencia que se disipará. Las deformaciones obtenidas en este caso son excesivas y no resultan acordes con lo que podría suceder realmente. Por lo que podría concluirse que los módulos de elasticidad de las arcillas han sido subestimados y deberían redefinirse a partir de ensayos triaxiales.

La deformación ante la carga ferroviaria, mecanismo de falla, los factores de seguridad para el terraplén solicitado solamente por peso propio y ante la carga en distintas condiciones de saturación, y las succiones resultantes de estas diferentes condiciones de saturación, se ven en el Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original.

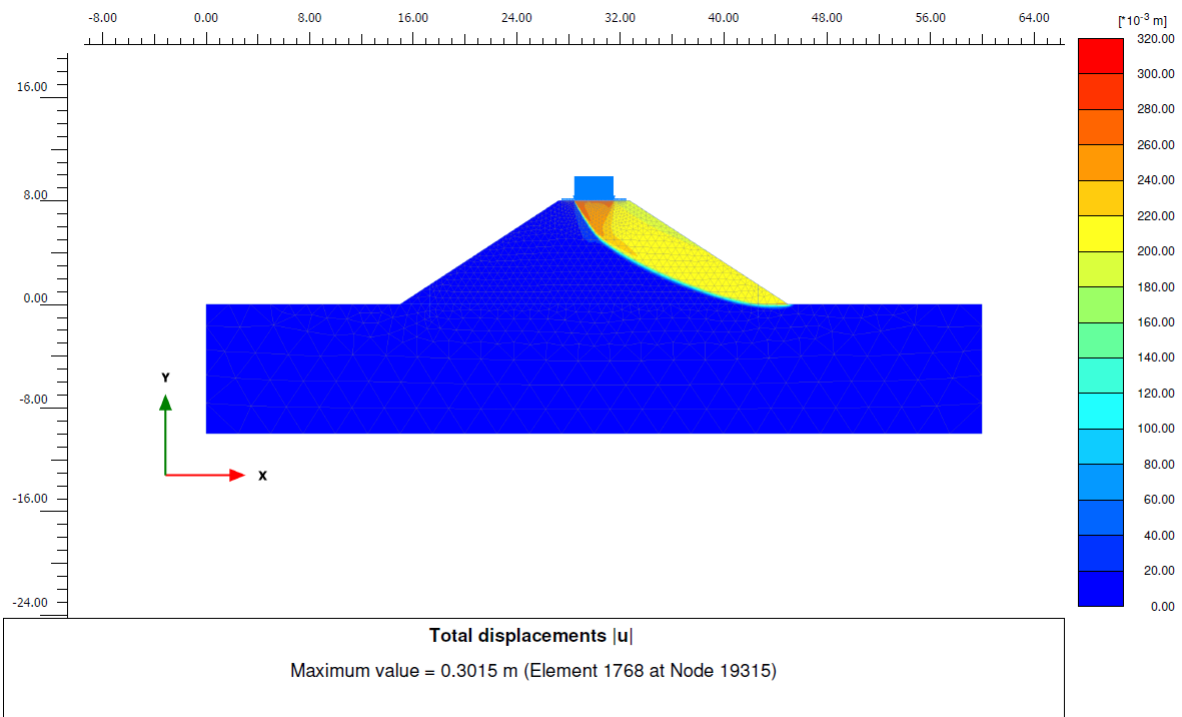


Figura 60: Mecanismo de falla en PK70 para la Curva III

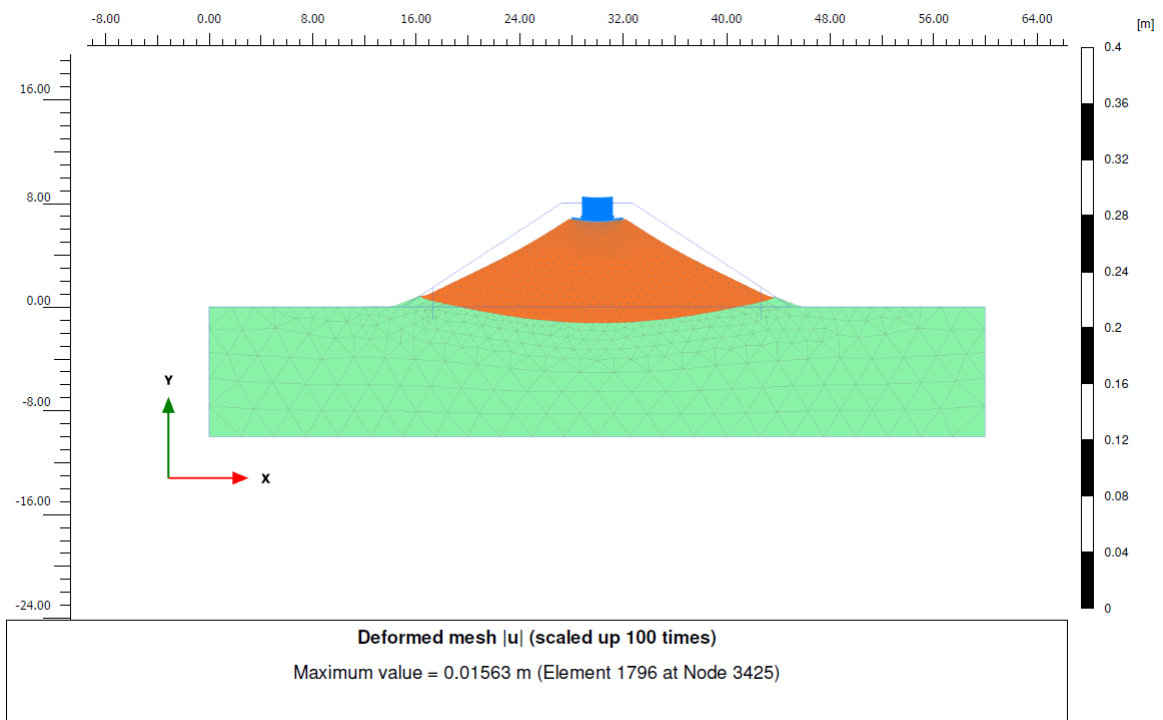


Figura 61: Deformación ante la carga en PK70 para la Curva I

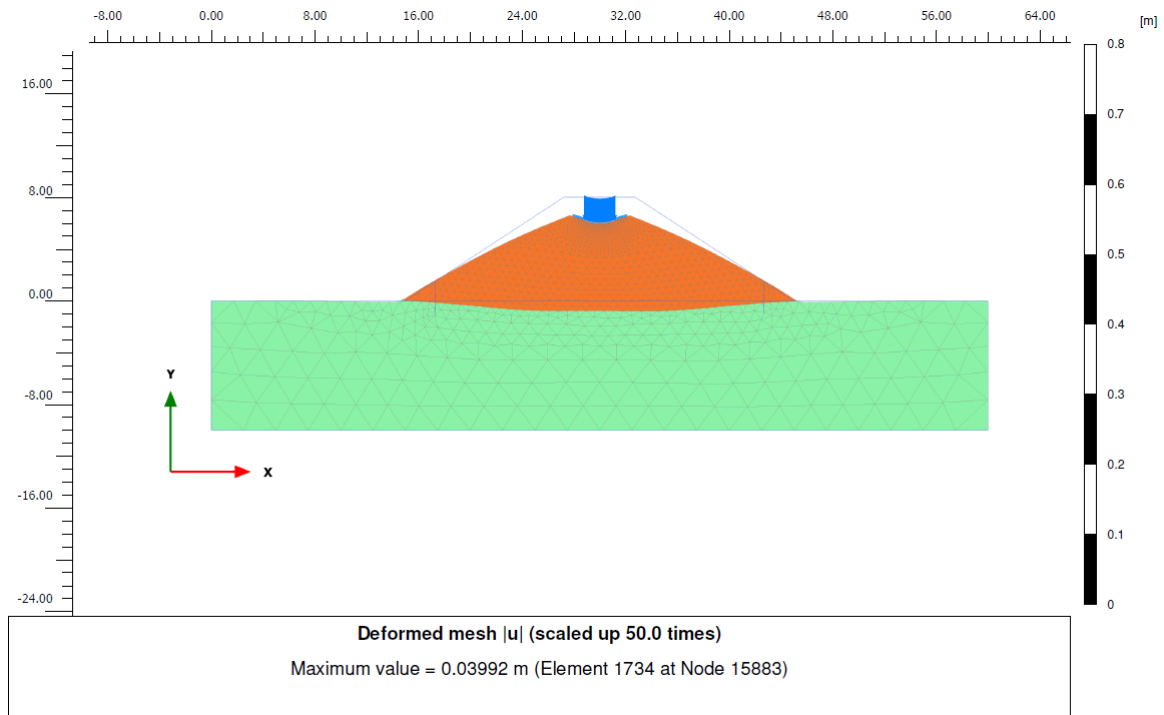


Figura 62: Deformación ante la carga en PK70 para la Curva II

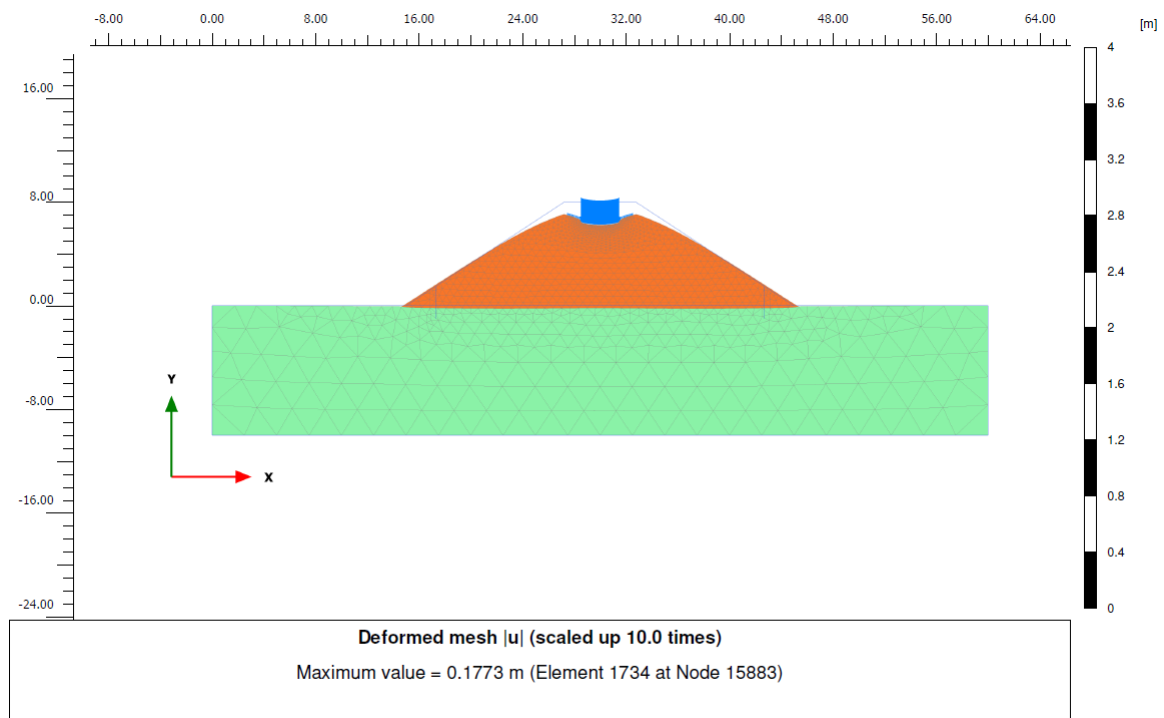


Figura 63: Deformación ante la carga en PK70 para la Curva III

### 9.3.3. Hincado de rieles

Por último, se realiza una comparativa de los terraplenes cargados en la condición húmeda agregándole la medida de remediación optada por Belgrano Cargas para evitar los deslizamiento (ver cuadro 6). Para ello, se agregó al modelo un elemento tipo viga con las mecánicas citadas en la Subsección 9.1.

Variación al incluir los rieles hincados	Succión (kPa)		
	5,2	72	280
F.S. PK36 (h=7m)	0,88/0,88	1,9/1,9	3/3
F.S. PK46 (h=6m)	0,75/0,75	1,55/1,55	2,4/2,4
F.S. PK70 (h=8,5m)	0,7/0,7	1,7/1,7	2,8/2,8

Cuadro 6: Comparación entre los factores de seguridad considerando o no los rieles hincados en el modelo (correspondiente a saturaciones del 90 % de las curvas analizadas)

Como se puede ver, los factores de seguridad no varían si se incluye o no a los rieles hincados en el modelo. Esto se explica principalmente porque la profundidad a que han sido hincados resulta insuficiente para que trabajen. Según lo observado para las figuras 58 y 59 para la condición de saturación de 80 %, los rieles hincados quedan dentro de la masa de suelo que falla no pudiendo trabajar. Sin embargo, al considerar la Curva III (Ver figura 60), a partir del mecanismo de tipo talud observado se esperaría que trabajen o que al menos, acusen factores de seguridad diferentes. Por lo tanto se recalcula el mecanismo de falla, esta vez para la condición para la condición de saturación donde se colocan los rieles en el modelo ( $S_r=90\%$ ) y se ve que la falla es por capacidad portante justo debajo de la carga, ver figura 64. Comprendiéndose, entonces, la invariabilidad del factor de seguridad ante la presencia o no de los rieles hincados para terraplenes de estas alturas ( $>6m$ ). Probablemente, esta solución tenga un mejor comportamiento para terraplenes de menor altura, sin embargo, estos casos no se analizan por no formar parte del presente trabajo.

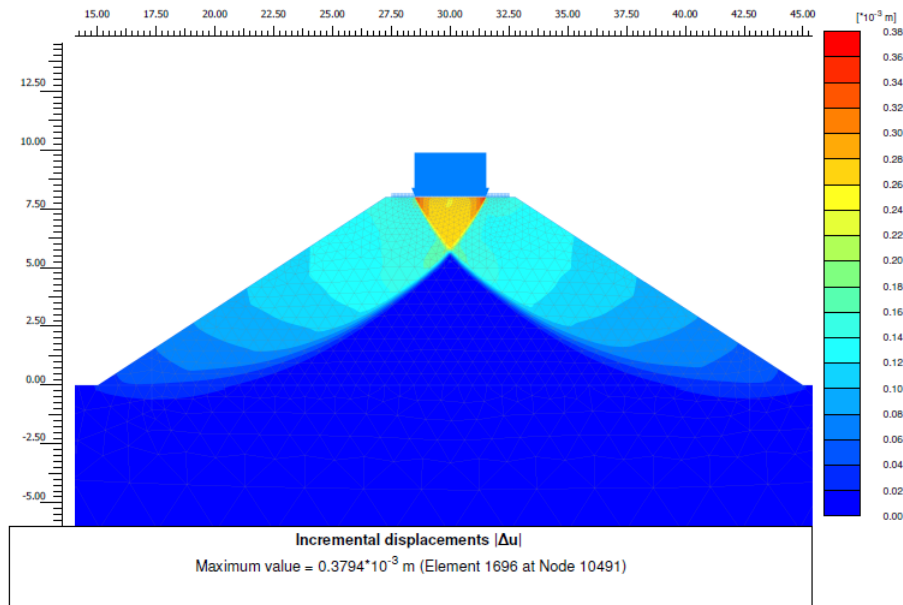


Figura 64: Mecanismo de falla en PK70 para la Curva III con  $S_r=90\%$

## Parte IV

# Soluciones Técnicas y Conclusiones

Dadas las condiciones actuales, los terraplenes de la traza ferroviaria entre Concordia y Monte Caseros requieren una solución definitiva que minimice los constantes mantenimientos que deben realizarse producto de su inestabilidad. Los estudios de estabilidad realizados, muestran que el problema de estabilidad radica en la constitución de los materiales del terraplén y del suelo base, y en la pronunciada pendiente para las alturas que se manejan.

En este apartado se muestran diferentes soluciones posibles que podrían estabilizar el problema:

1. Modificar la pendiente de los taludes (de 1:1.5 a 1:3).
2. Modificar la pendiente de forma más atenuada (de 1:1.5 a 1:2) y colocar bermas estabilizadoras. Ver Subsección 5.2.3
3. Generar una solución con geosintéticos en la parte externa de los terraplenes. Ver Subsección 5.2.6

Las soluciones se estudiaron de la misma manera que lo hicimos en los apartados anteriores: con el programa de análisis límite Slide y el programa de elementos finitos Plaxis.

## 10. Soluciones modeladas.

Como se mencionó anteriormente, por un lado se planteó corregir la pendiente del talud (de 1:1.5 a 1:3), por otro, se planteó corregir la pendiente (1:1.5 a 1:2) junto con la colocación de bermas de 1m, tanto en la mitad de la altura del talud como en su coronamiento. Finalmente, se estudió la posibilidad de utilizar geosintéticos que permitan estabilizar la parte externa del terraplén, y a su vez, agregar bermas que estabilicen al cuerpo del terraplén.

Resulta importante mencionar que, para todos los casos, el material utilizado como relleno en este análisis es aquél de la Zona 4 (Arenas arcillosas (SC)).

A continuación, se presentan las figuras 65, 66 y 67, que muestran el detalle de las soluciones planteadas:

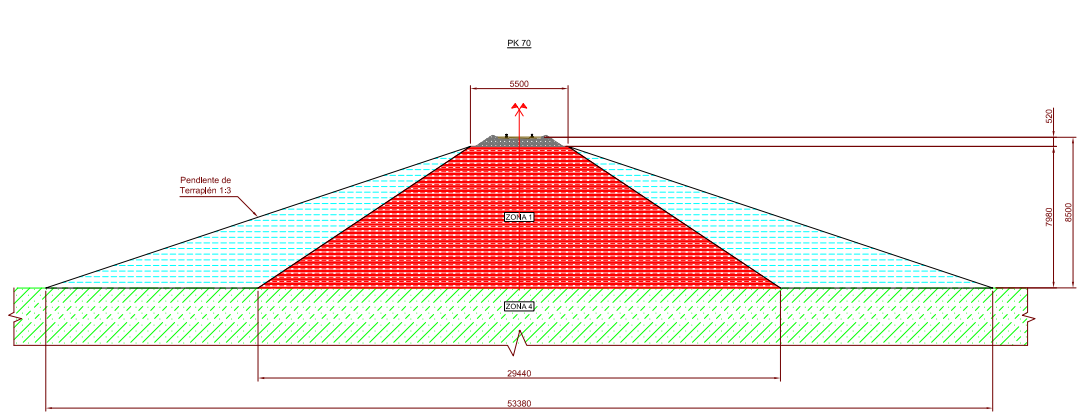


Figura 65: Solución modificando la pendiente (de 1:1.5 a 1:3) aplicada a la PK70

Como se puede ver en la figura 65, el terraplén adquiere mucha mayor envergadura, y su base pasa de 29,44m a 53,38m, lo cual implicaría un estudio sobre los terrenos aledaños y verificar si es posible abarcar esa magnitud.

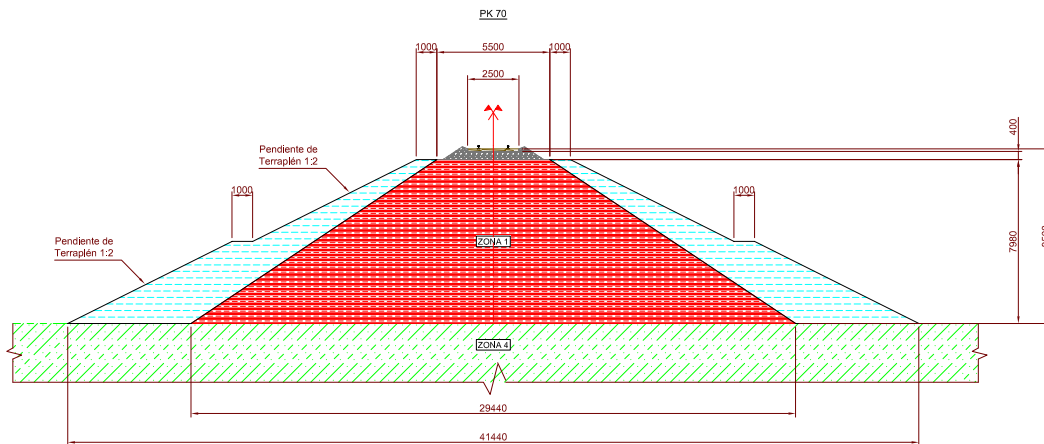


Figura 66: Solución modificando la pendiente (de 1:1.5 a 1:2) y agregando bermas estabilizadoras aplicada a la PK70

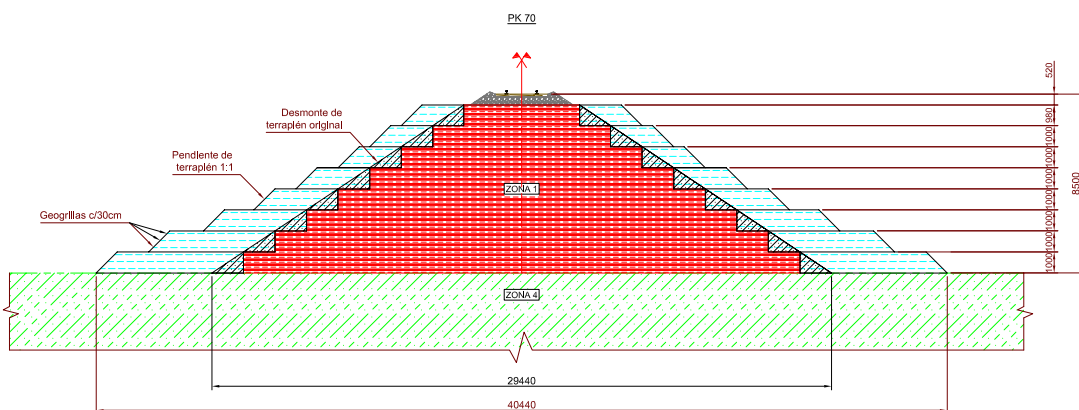


Figura 67: Solución utilizando geosintéticos aplicada a la PK70

En las figuras, 66 y 67, el terraplén adquiere una envergadura similar y mucho menor que la primer solución propuesta. El ancho total en estos casos, ronda los 40m-41m. Como ya se dijo, el ancho que se puede abarcar forma parte de la factibilidad por los costos de terrenos no propios que pueden llegar a cubrirse.

Resulta interesante previo a realizar el análisis de estabilidad de estas soluciones, considerar de forma general los volúmenes de suelo a movilizar en cada caso. Ver cuadro 7.

Solución	Volumen de suelo agregado ( $\frac{m^3}{m}$ )
Pendiente 1:3	95,52
Pendiente 1:2 + Bermas estabilizadoras de 1m	55,88
Geogrillas	48,72

Cuadro 7: Cuadro comparativo entre las distintas soluciones aplicadas a la PK70

Aquí, nuevamente, se pone en evidencia la diferencia de movimiento de suelo que implica la primer solución respecto de las otras.

### 10.1. Corrección de pendiente y colocación de bermas. Cálculos de estabilidad por el método de equilibrio límite.

Tal como se realizó anteriormente, se modelan las soluciones de los terraplenes de las PK36, PK46 y PK70 mediante el programa Slide.

Se plasma la geometría resultante y se considera que el suelo añadido corresponde en todos los casos a aquél de la Zona 4, por ser el de mejores características y se asume que es posible obtenerlo en zonas aledañas. La carga considerada es la misma.

Cabe destacar que en este caso, no se consideró el efecto de las lluvias al realizar el análisis de equilibrio límite.

Así, se obtienen los factores de seguridad resumidos en el cuadro 8. Todos los gráficos resultantes de este análisis pueden verse en el Anexo IX - Medida correctivas modeladas en Slide.

	F.S. Pendiente 1:3	F.S. Pendiente 1:2 + Bermas estabilizadoras de 1m
PK36 (h=7m)	1.770	1.490
PK46 (h=6m)	1.682	1.467
PK70 (h=8,5m)	1.783	1.441

Cuadro 8: Factores de seguridad obtenidos según el método de análisis límite para las soluciones de remediación

La diferencia resulta favorable para la pendiente 1:3, desde luego, pero los factores obtenidos para la solución con pendiente 1:2 resultan suficientes ( $FS \approx 1,5$ ) y el movimiento de suelos necesario para materializarla es la mitad, siendo mucho menos costosa.

A continuación, se exponen las figuras 68 y 69 donde se muestra los mecanismo de falla dominantes.

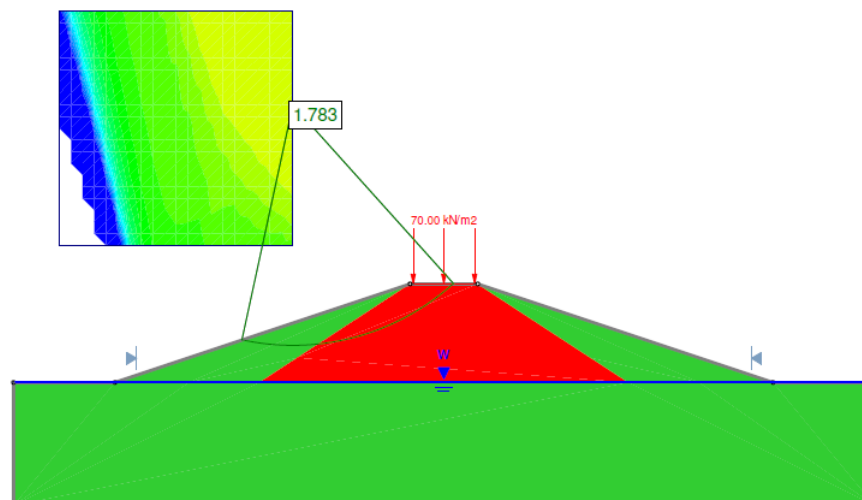


Figura 68: Factores de seguridad y círculos de falla mediante el método de equilibrio límite para la pendiente 1:3 para la PK70

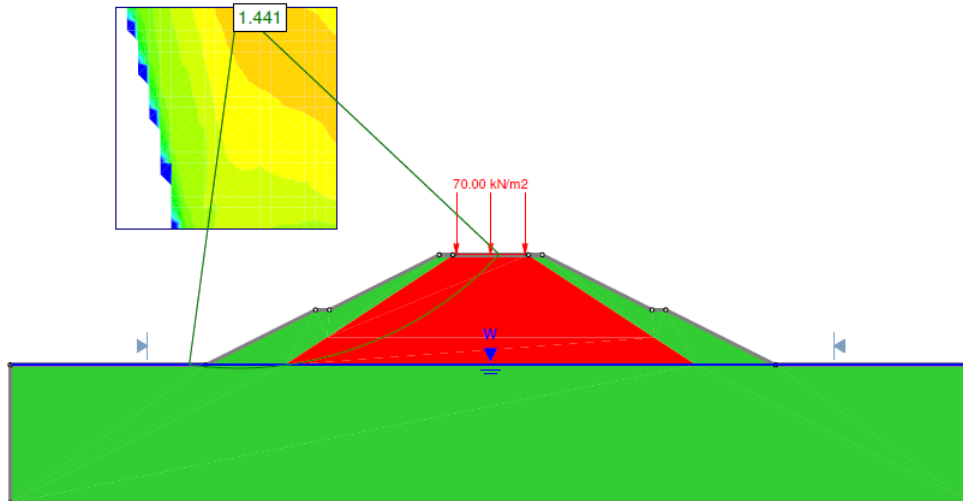


Figura 69: Factores de seguridad y círculos de falla mediante el método de equilibrio límite para la pendiente 1:2 + bermas para la PK70

Comparando las figuras 68 y 69, se puede ver que en el primer caso, el mecanismo de falla es más superficial mientras que en el segundo involucra todo el cuerpo del terraplén.

## 10.2. Corrección de pendiente y colocación de bermas. Cálculos de estabilidad por el método de los elementos finitos.

Ahora bien, para las medidas correctivas en Plaxis, se ha decidido omitir la valoración respecto a las curvas de saturación y realizar una solución que contemple, de manera conservadora, al terraplén totalmente saturado, es decir, no se consideraran succiones interviniendo en el problema. En estas condiciones, un factor de seguridad igual a 1,3 se considera suficiente para asegurar la estabilidad.

Se han modelado estas mismas situaciones en Plaxis obteniéndose los siguientes factores de seguridad que se pueden ver en el cuadro 9. Las imágenes correspondientes a estos resultados se encuentran en el Anexo X - Medida correctivas modeladas en Plaxis.

Terraplén	Pendiente 1:3	Pendiente 1:2 + Bermas
PK36 (h=7m)	2,15	1,63
PK46 (h=6m)	2,05	1,67
PK70 (h=8,5m)	2,03	1,48
Carga	Pendiente 1:3	Pendiente 1:2 + Bermas
PK36 (h=7m)	1,46	1,44
PK46 (h=6m)	1,65	1,48
PK70 (h=8,5m)	1,44	1,33

Cuadro 9: Cuadro comparativa de factores de seguridad ante la falla del terraplén bajo su peso propio y bajo carga para las distintas soluciones

En el cuadro 9, se pueden ver factores de seguridad que resultan suficientes con las conservadoras condiciones, asegurar la estabilidad promisorios para una condición bajo carga.

Resulta interesante notar que se confirma una conjetura anteriormente deslizada. Dado que el terraplén de la PK46, está constituido por y sobre arcillas blandas, la mejora mediante pendientes suaves resulta particularmente provechosa, siendo éste lógicamente más estable dado que es más bajo, respecto a los terraplenes de la PK36 y PK70, ubicados sobre arenas arcillosas.

Esta situación no sucedía anteriormente, pues el terraplén de PK46 era el más bajo y el que presentaba factores de seguridad más bajos.



Ahora, al aplicar siempre las mismas soluciones, el terraplén más comprometido parece ser el de la PK70, el más alto ( $h=8,5\text{m}$ ).

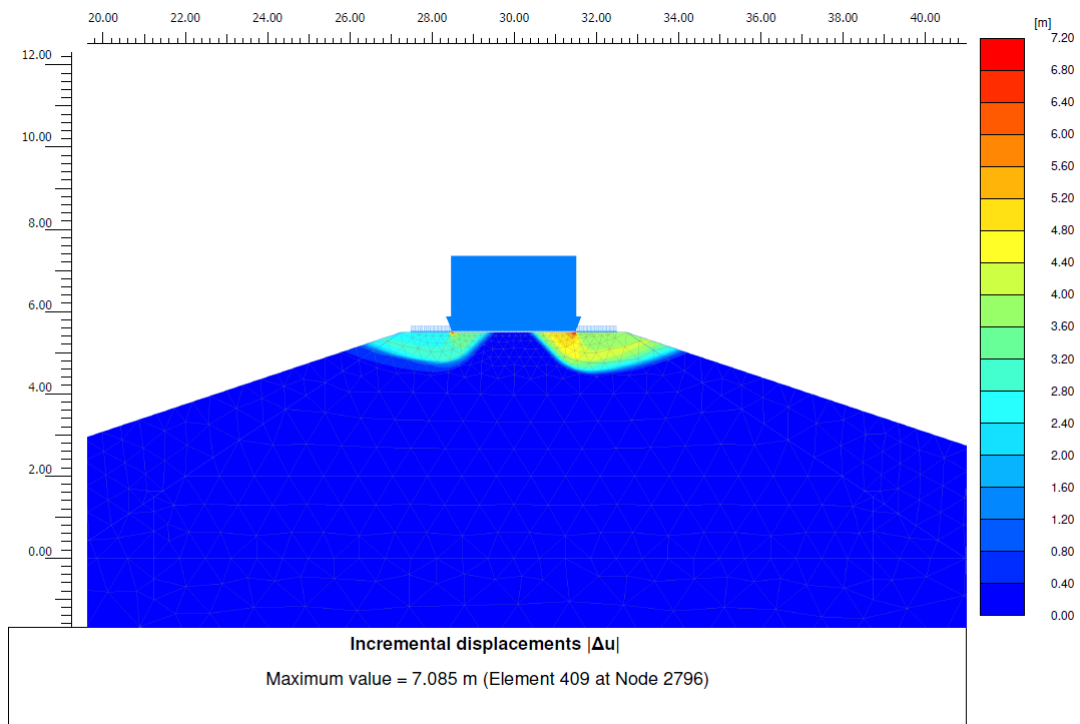


Figura 70: Mecanismos de falla en PK40 para la pendiente 1:3

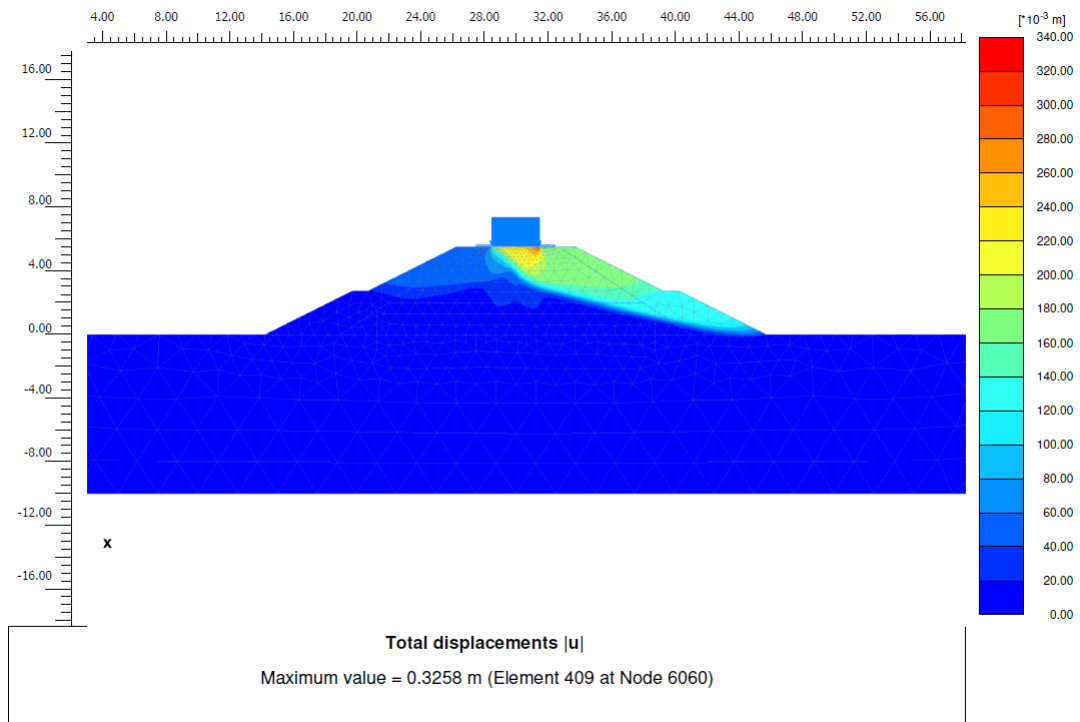


Figura 71: Mecanismos de falla en PK40 para la pendiente 1:2 + bermas

La figura 70 muestra un mecanismo de falla dominante en la zona de carga, mientras que la 71, muestra uno que compromete a la totalidad del terraplén, con la particularidad de que claramente no se trata de un arco de circunferencia. Esto nos marca una diferencia importante respecto de una limitante que tiene el método de equilibrio límite, encontrándose el método de los elementos finitos del lado de la seguridad.

### 10.3. Procedimiento para mejora con geosintéticos.

La utilización de geosintéticos en la zona de contacto de terraplenes sobre suelos blandos no sólo ayuda con la estabilidad sino también con el asentamiento, haciéndolo más uniforme. Hay suficientes reportes y casos de estudio que datan de las mejoras obtenidas con este procedimiento en términos de larga durabilidad. En lo sucesivo, se analizará la función del geosintéticos sólo desde el punto de vista estructural, sin embargo, no debe dejarse de lado su aspecto como capa separadora. [31]

En función de la estabilidad reportada durante la fase inicial, las de construcción y la final, el geosintético puede proveer una fuerza adicional que colabore y provea la resistencia necesaria para garantizar la estabilidad. Si en la fase final el terraplén es estable sin necesidad del geosintético, la vida operativa del mismo se considera hasta el final de la consolidación. En cambio, si no lo es, la vida operativa será aquella correspondiente para el terraplén.

En nuestro caso particular, la utilización de los geosintéticos estará orientada a la mejora de la parte externa del terraplén. Ver figura 67.

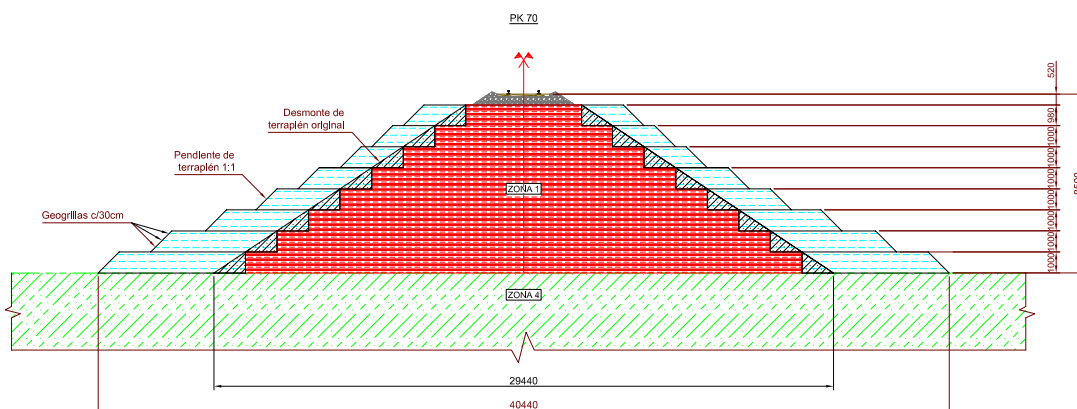


Figura 72: Solución utilizando geosintéticos aplicada a la PK70

El proceso constructivo consistirá en una sucesión de pasos idénticos:

Se excava 1m de alto desde la base del terraplén en un largo de 6m (en el sentido del terraplén). No se considera más longitud pues el terraplén resulta inestable. Ver figura 73. La falla que presenta el terraplén ante la primera excavación ( $F.S=0.36$ ), obliga a limitar el ancho de las mismas a 6m.

Una vez excavado, se colocarán geosintéticos separados cada 30cm y se rellena con suelo Zona 4, compactando el terreno entre capa y capa, hasta completar el metro de altura. Una vez alcanzado el primer escalón, vuelve a excavarse 1m de altura del terraplén.

De esta manera, se avanza en altura de a 1m hasta encontrar la estabilidad buscada en el terraplén.

Para el diseño, se ejecutan escalones decrecientes a lo ancho a medida que se asciende en el terraplén. Así, el primer escalón de geosintético tiene 6m de ancho, el segundo, 5m, el tercero, 4m, el cuarto, 3m, y los últimos 3, 2m cada uno. La pendiente con la que se cierra en todos los casos es de 1:1.

En Plaxis, las geogrillas se pueden dimensionar como materiales estructurales ortótropos en base a sus parámetros de rigidez  $EA_1$  y  $EA_2$ , los cuales en nuestro caso se toman del producto comercial "Structural

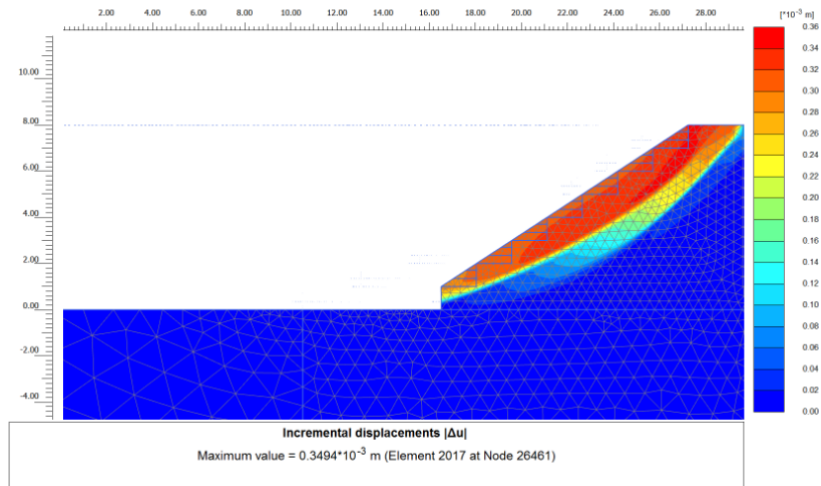


Figura 73: Falla presentada ante excavación para solución con georillas.

Geogrid UX1100MSE” de Tensar, cuyos detalles técnicos se encuentran en el Anexo X: Medidas correctivas modeladas en Plaxis. El elemento estructural georilla, no puede tomar esfuerzos de compresión.

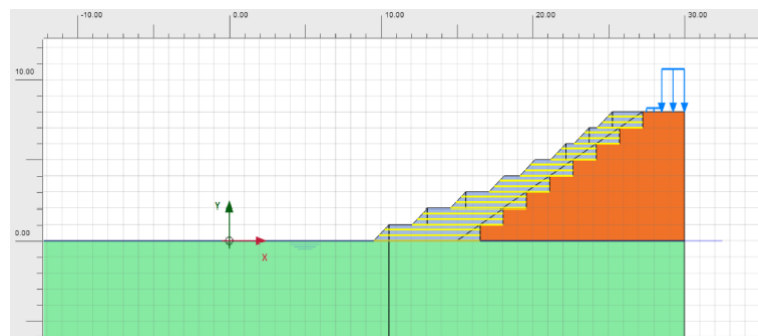


Figura 74: Modelo en Plaxis para la solución con georillas

El programa se ejecuta y se busca en qué paso el factor de seguridad resulta mayor a 1,3. Ahí se detiene el análisis y se establece que la solución constructiva tiene una seguridad ante la falla razonable. En la figura 75 se muestran el cálculo en etapas realizado y las sucesivas fallas encontradas hasta alcanzar un F.S. aceptable.

Como se puede observar, a medida que se van colocando las georillas junto con las bermas, las fallas dominantes se desplazan hacia arriba en el cuerpo del terraplén, y siempre con un factor de seguridad menor a 1,3, lo cual nos dice que el principal problema que tiene el terraplén radica en su material constitutivo y no en su suelo de fundación.

El factor de seguridad de la solución con georillas para la PK70 resulta igual a 1,27 siendo suficiente dadas las conservadoras condiciones con las que se dimensionó.

Además, en última instancia, sin georillas, la falla es prácticamente superficial debido al pronunciado ángulo con que se decidió construir las bermas, justificándose su utilización.

Las progresivas PK36 y PK46, no han sido analizadas en esta última configuración pero, dada que al PK70 es la más alta e inestable, el análisis de las primeras otorgaría factores de seguridad mayores.

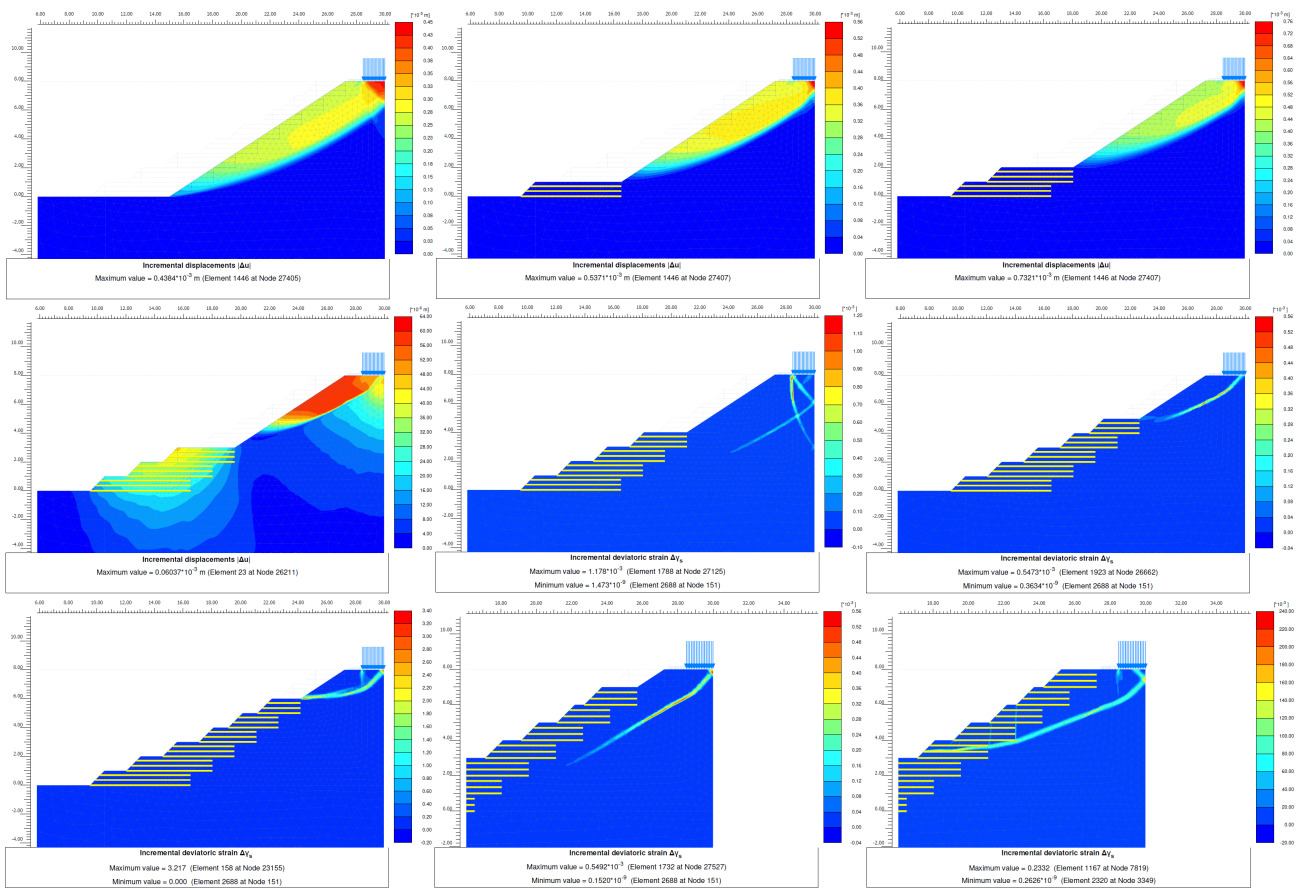


Figura 75: Fallas en cada una de las etapas de la solución con geogrillas

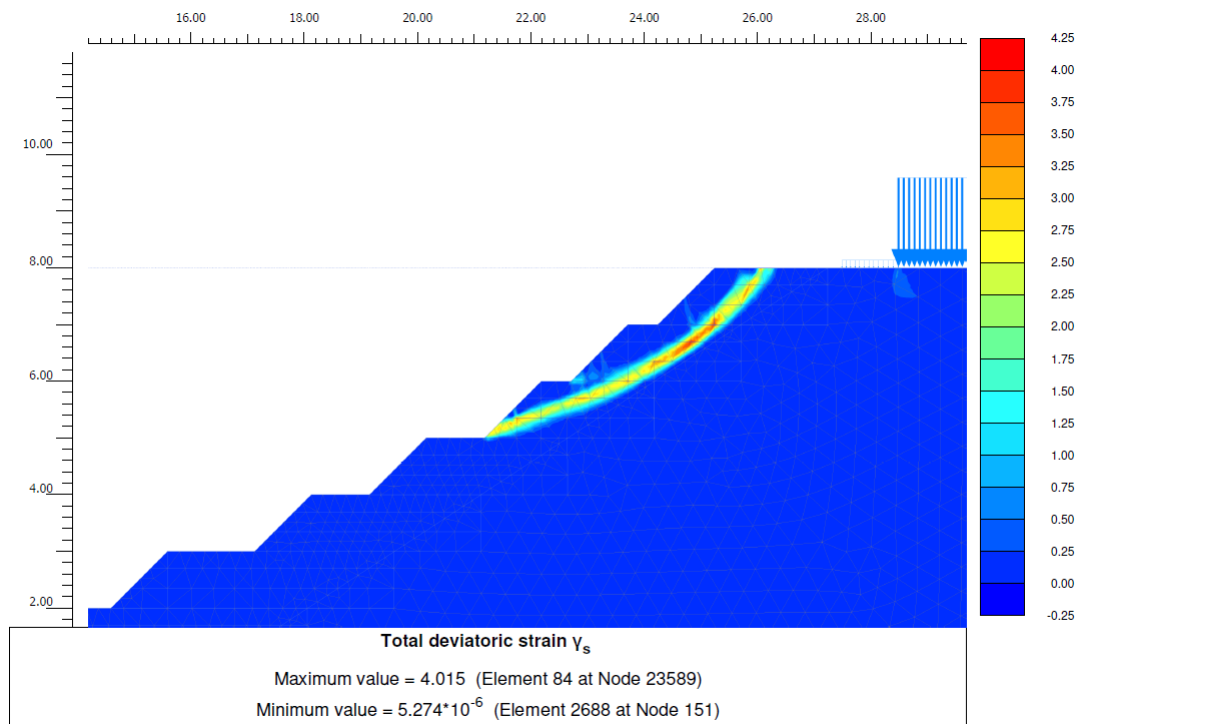


Figura 76: Falla de la solución sin las geogrillas

## 11. Conclusiones

En la presente tesis se realizó un exhaustivo análisis del estado actual de la problemática de terraplenes ferroviarios y las patologías asociadas a los suelos blandos. La mecánica computacional brinda y mejora las herramientas clásicas de análisis, permitiendo modelar de forma fehaciente y compleja tanto el comportamiento del material como el conjunto de su estructura para un caso dado. Así, es como el balasto, y las distintas capas que componen la infraestructura ferroviaria pueden ser optimizadas permitiendo cuantiosos ahorros en lo referente a diseño y mantenimiento estructural. A su vez, para el caso del balasto, los recursos se utilizan cada vez más para realizar ensayos ensayos cíclicos y de gran escala, con sus correspondientes modelos, tanto de elementos finitos como discretos, que buscan establecer criterios de dimensionamiento sobre bases sólidas que complementen a la basta experiencia en materia ferroviaria. La utilización de geosintéticos, tanto para estabilizar al balasto, como para estabilizar a los terraplenes es una de las mejoras técnicas que ha cobrado importancia en las últimas décadas.

En el caso de los suelos, y en particular de las arcillas blandas, los modelos computacionales permiten desarrollar el comportamiento con mayor precisión, lo cual trae aparejado un estudio profundo de sus propiedades mecánicas para poder estimar la gran cantidad de parámetros a definir. El modelo elegido Hardening Soil with Small Strain Stiffnes, permite no solo modelar la clásica curva hiperbólica de endurecimiento que presentan los suelos en su gráfico tensión desviadora-tensión normal; sino también, hacer lo propio con los casos de pequeñas deformaciones. Contar con ensayos adecuados para la estimación de los parámetros es óptimo, pero aún cuando no se los tiene, existe gran cantidad de información recopilada que permite estimaciones suficientes para desarrollar estudios preliminares.

Antes de realizar el análisis de la estabilidad del terraplén, se estudió la documentación de antecedentes de Belgrano Cargas en las progresivas que presentaban deslizamientos. Las principales conclusiones de este estudio son las siguientes: el suelo no se encuentra compactado con su humedad óptima, los desagües son insuficientes ocasionando variaciones de humedad y erosionando el terraplen, el balasto no se encuentra separado de las capas subyacentes con alto contenido de finos, que suben a su vez, debido a la incapacidad de drenar eficientemente el agua, y por último y fundamental, las pendientes con que fueron construidos (1:1,5) resultan muy optimistas. A partir de esto, se tomó como evidencia que los terraplenes presentaban deslizamientos luego de intensas lluvias y que, como primera medida, se propondría modificar la pendiente del mismo.

En análisis de estabilidad se realizó de dos formas diferentes: por el método de equilibrio límite y por el método de elementos finitos. En el primer caso, el efecto de las intensas lluvias se modelizó ascendiendo el nivel freático de manera gradual, en correspondencia con la acumulación de aguas por drenaje insuficiente, mientras que en el segundo caso, se realizó un análisis de sensibilidad de lo que sucedía considerando al material como no saturado y las consecuencias de suponer diferentes succiones. Ambas propuestas mostraron la tendencia al deslizamiento producto de una disminución de la resistencia del suelo. Resulta interesante comparar las superficies de falla que otorgan los programas; éstas dan cuenta de dónde se presentan las zonas más débiles de la estructura y el mecanismo asociado induce cuál podría ser la solución más eficiente.

En este trabajo, se optó por analizar una modificación de pendientes y agregado de bermas, con el suelo de base de cada progresiva. A su vez, también se propuso una solución con geosintéticos que permitan el agregado de bermas pero a una pendiente de 1:1, minimizando los movimientos de suelos. El anterior análisis, se realizó sin tener en cuenta el gradiente de saturación considerado en el equilibrio límite, asegurando un drenaje eficaz. En cambio, en Plaxis, se consideró de manera conservadora, al material del terraplén totalmente saturado, Todas las soluciones adoptadas cumplen los valores de estabilidad requeridos, sin embargo, aquélla de pendiente 1:3 se considera sobredimensionada, además de implicar movimientos de suelos mucho mayores que las otras dos.

En conclusión, se mostró hasta dónde es posible analizar hoy en día la estabilidad de un terraplén, la cantidad de herramientas, procedimientos, modelizaciones, remediaciones y ensayos que es posible hacer en pos de asegurar parámetros de rigidez y resistencia que aseguren durabilidad y serviciabilidad.



## Referencias

- [1] Ferrocarril Mesopotámico. Estudio de estabilidad de taludes y propuesta de remediación. Informe Técnico INCO CIV. Junio 2003.
- [2] Revisión de Antecedentes. Laboratorio de Materiales y Estructuras. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires. 2013.
- [3] Planialtimetría de nuevo terraplén variante Concordia – Monte Caseros en las siguientes progresivas: PK +31.000 - +33.000, +35.000 - +39.000, +45.000 - +49.000, +54.800 - +58.800, +60.800 - +66.800, +68.800 - +76.800 (total: 16 planos). año 1979.
- [4] Informe de antecedentes. Variante Salto Grande - Terraplenes de la nueva traza sector Concordia - Monte Caseros. Ferrocarril Mesopotámico General Urquiza S.A. Departamento de Vías y Obras de Concordia. Febrero 1998.
- [5] NTVO N°2. Normas de Vías y Obras. Perfiles transversales tipo de vías principales balastados con piedra o material similar y de sendas. Gerencia de Infraestructura. Marzo 1971.
- [6] Apuntes Cátedra de Ferrocarriles. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires.
- [7] Durmientes de quebracho colorado, guayacan y urunday. Norma IRAM-FA L 95-57. Noviembre 1970.
- [8] Infraestructuras Ferroviarias. Andrés Lopez Pita. Ediciones UPC, 2006.
- [9] Instrucción para el Proyecto y Construcción de Obras Ferroviarias IF-3. Vía sobre Balasto. Cálculo de Espesores de Capas de la Sección Transversal. Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria; Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento. 2015.
- [10] Pliego PF-7 del Ministerio de Fomento.
- [11] UIC CODE 719 R. Earthworks and track bed for railway lines. Union Internationale des Chemins de Fer. 2008.
- [12] Metodología para determinar la capacidad portante de una vía. Boletín Técnico N°VO-1-99.
- [13] Modelos elastoplásticos de cálculo de elementos finitos para el diseño de plataformas ferroviarias: Aplicación al diseño de vías de alta velocidad con subbalasto bituminoso. Victor de Nájera Valera. Universitat Politècnica de Catalunya, 2007.
- [14] Micromechanics based investigation of fouled ballast using large scale triaxial tests and discrete element modeling. Univ. of Wollongong. 2016.
- [15] . Fundamentals and Methods. P. E. Yang H. Huang. American Society of Civil Engineers. 2014.
- [16] Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Cornell University, 1990.
- [17] Material Models Manual Plaxis. 2015.
- [18] Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables. Burt Look. 2007.
- [19] Soil Mechanics in Engineering Practice. Terzaghi / Peck / Mesri. 1996.
- [20] Mecánica de Suelos. Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos. Tomo I y II. Eulalio Juarez Badillo, Alfonso Rico Rodriguez. 1980.
- [21] Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Volume I and II. Federal Highway Administration - National Highway Institute. 2009.
- [22] Slope Stability of Road Embankment on Soft Soil. Putu Tantri Kumala Sari, Yudhi Lastiasih. 2014.
- [23] El coeficiente computacional en la geomecánica computacional. Alejo O. Sfriso. FIUBA.
- [24] Improving the performance of railway tracks trough ballast interventions. Taufan Abadi, Louis Le Pen, Antonis Zervos, William Powrie. Institution of Mechanical Engineers. 2016.

- [25] Typical geomechanical problems associated with railroads on shrink-swell soils. Sanchez, Wang, Briaud, Douglas. 2014.
- [26] Canales en terraplén sobre suelo natural y compactado. D.Arnedo, A.Alonso, S.Olivilla. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. 2007.
- [27] Caracterización constitutiva de las arenas limosas de Diagonal Mar. Raúl Sánchez Rodríguez. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica UPC. 2013.
- [28] Track-induced Dynamic Responce of Railway Track and Embankments on Soft Peaty Soils. Michael Hendry. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada. 2007.
- [29] Análisis de sensibilidad y fiabilidad de cálculo para coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en terraplenes apoyados sobre suelos blandos mejorados con columnas de grava. Goran Vukotic, Luis María Arévalo Fernández, Enmanuel Carvajal Diaz. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona 2009.
- [30] From theory to practice in track geomechanics - Australian perspective for synthetic inclusions. Buddhima Indraratna, Sanjay Nimbalkar, Cholachat Rujikiatkamjorn. 2014.
- [31] Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO. German Geotechnical Society. 2011.
- [32] Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical. P. Fonseca Teixeira. Universidad Politécnica de Valencia. 2011.
- [33] Influence of climate and vegetation on railway embankments. Scott, Loveridge, O'Brien. Mott MacDonald, United Kingdom.
- [34] Soft soil stabilisation with special reference to road and railway embankments. Indraratna, Rujikiatkamjorn, Wijeyakulasuriya, Shahin, Cristie. University of Wollongong. 2006
- [35] Load bearing capacity of railway embankments. Torben Thorsen. University of Reykjavik. 2016.
- [36] Track geotechnology and substructure management. E. Selig, J. Waters. London: Thomas Telford. 1994.
- [37] Guía y tablas técnicas de los aceros. Departamento de Ingeniería. Ing. Arley Alberto Peña Puerta, Ing. Hugo Alexander Rendón Marín. Medellín 2013.



# ANEXO I - Determinación de tensiones bajo durmientes por el método de Zimmermann

## Datos:

### Riel

Módulo de elasticidad

$$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momento de inercia

$$J := 506.43 \text{cm}^4$$

### Durmiente

Ancho del durmiente

$$b := 24 \text{cm}$$

Largo del durmiente que efectivamente da apoyo a un riel

$$a := 100 \text{cm}$$

Área de apoyo del durmiente

$$F := a \cdot b = 2400 \cdot \text{cm}^2$$

Distancia entre durmientes, a razón de 1667 durmientes por km.

$$d := \frac{1000}{1667} \cdot \text{m} = 59.99 \cdot \text{cm}$$

### Balasto - Plataforma

Coefficiente de Balasto

$$c := 5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

### Vía

Longitud elástica

$$L_e := \sqrt[4]{\frac{4E \cdot J \cdot d}{c \cdot F}} = 68 \cdot \text{cm}$$

## Tren - Formaciones Tipo

Se supone el caso de una sucesión infinita de tolvas para determinar las zonas más solicitadas:

	( 1067 )	( 20 )
	2896	20
	11787	20
	13616	20
	16315	20
	18144	20
	27035	20
	28864	20
	31563	20
	33392	20
	42283	20
X := 1mm·	44112	20
	46811	20
	48640	20
	57531	20
	59360	20
	62059	20
	63888	20
	72779	20
	74608	20
	77307	20
	79136	20
	88027	20
	( 89856 )	( 20 )

$$P := \frac{1}{2}t.$$

## Fórmulas consideradas por el método de Zimmermann:

Deflexión

$$y_e(x) := \frac{d}{2 \cdot F \cdot c \cdot L_e} \cdot \sum_{i=1}^{24} \left[ P_i \cdot e \cdot \frac{-|x-X_i|}{L_e} \cdot \left( \cos\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) + \sin\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) \right) \right]$$

Presión que actúa en cada punto inferior de la viga según Winkler:

$$\sigma_e(x) := \frac{d}{2 \cdot F \cdot L_e} \cdot \sum_{i=1}^{24} \left[ P_i \cdot e \cdot \frac{-|x-X_i|}{L_e} \cdot \left( \cos\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) + \sin\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) \right) \right]$$

Momento flector en el riel

$$M_e(x) := \frac{L_e}{4} \sum_{i=1}^{24} \left[ P_i \cdot e \cdot \frac{-|x-X_i|}{L_e} \cdot \left( \cos\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) - \sin\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) \right) \right]$$

Máxima reacción de la subrasante:

$$R_e(x) := \frac{-1}{2} \sum_{i=1}^{24} \left[ P_i \cdot e \cdot \frac{-|x-X_i|}{L_e} \cdot \left( \cos\left(\frac{|x-X_i|}{L_e}\right) \right) \right]$$

Factor de amplificación dinámico:

Velocidad considerada:

$$v := 60 \frac{\text{km}}{\text{hr}}$$

$$f_{se} := 1$$

$$s_s := 0.3$$

$$\phi := 1 + \frac{v - \frac{60 \text{ km}}{\text{hr}}}{140 \frac{\text{km}}{\text{hr}}}$$

Así, las fórmulas resultan:

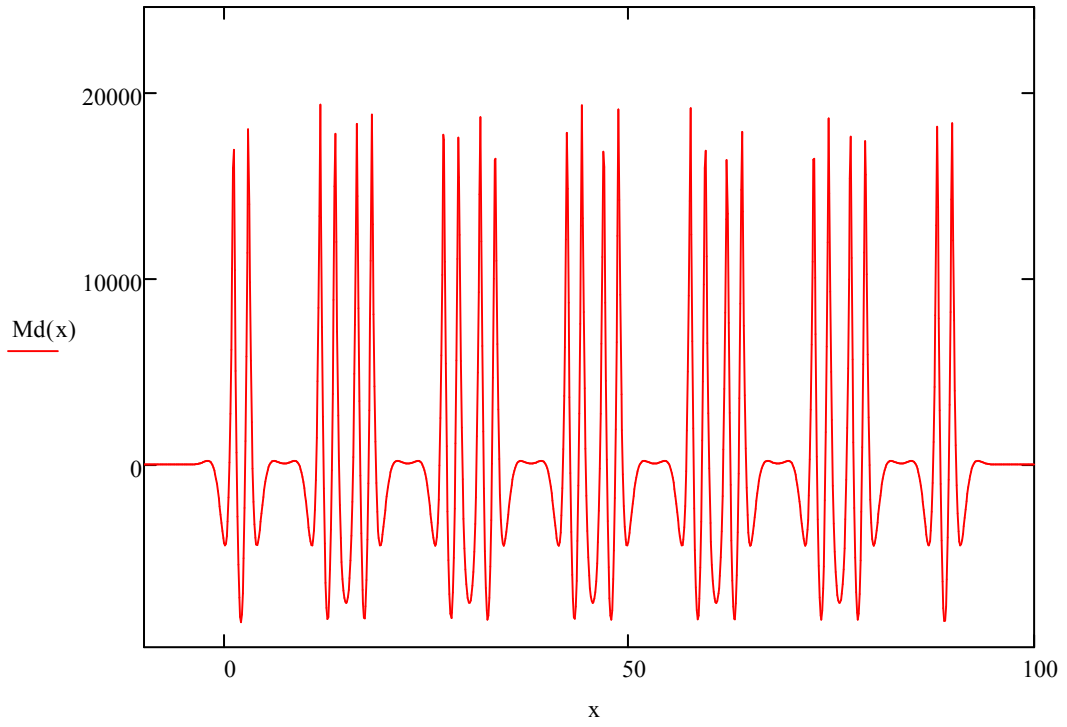
$$y_d(x) := (1 + f_{se} \cdot s \cdot \phi) \cdot y_e(x)$$

$$\sigma_d(x) := (1 + f_{se} \cdot s \cdot \phi) \cdot \sigma_e(x)$$

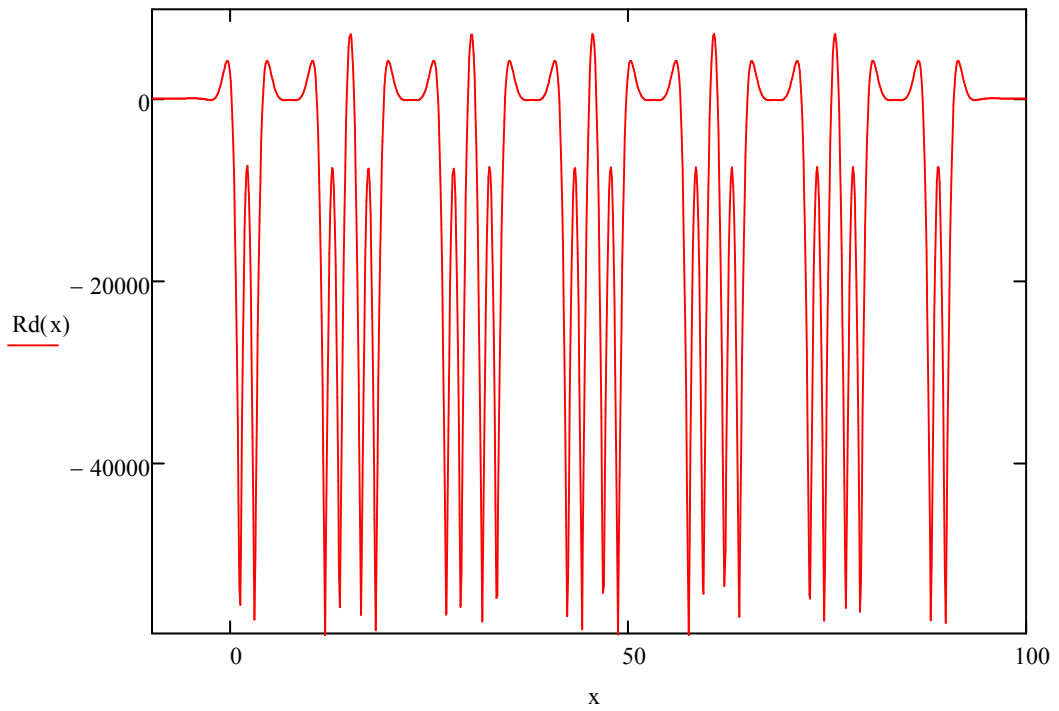
$$Md(x) := (1 + f_{se} \cdot s \phi) \cdot Me(x)$$

$$Rd(x) := (1 + f_{se} \cdot s \phi) \cdot Re(x)$$

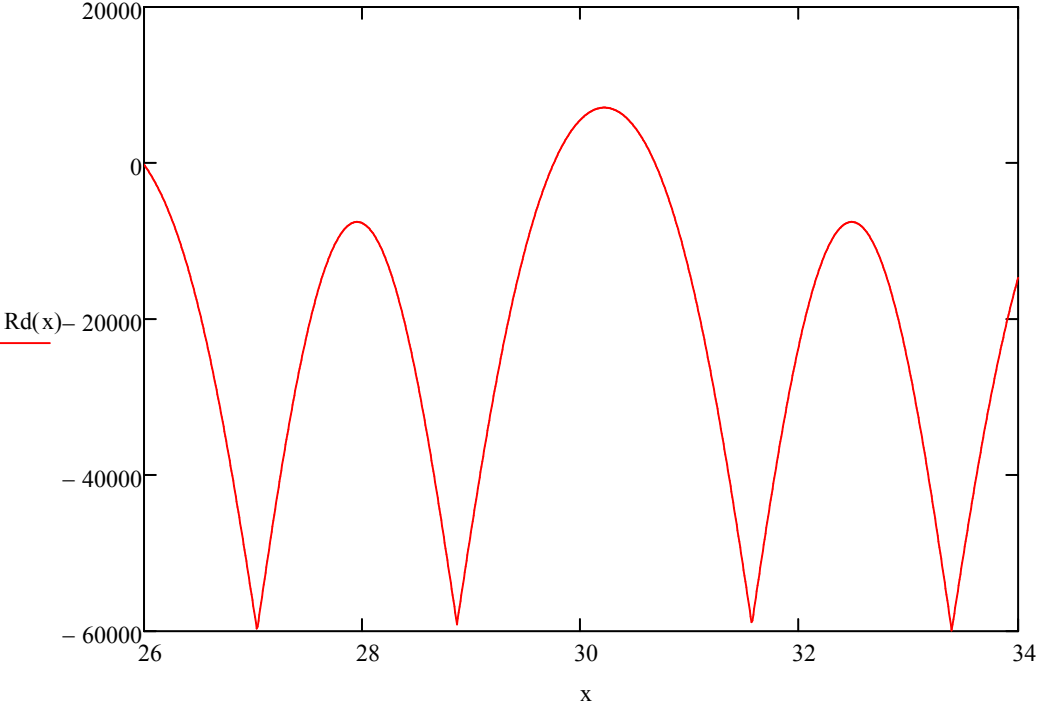
### Momentos



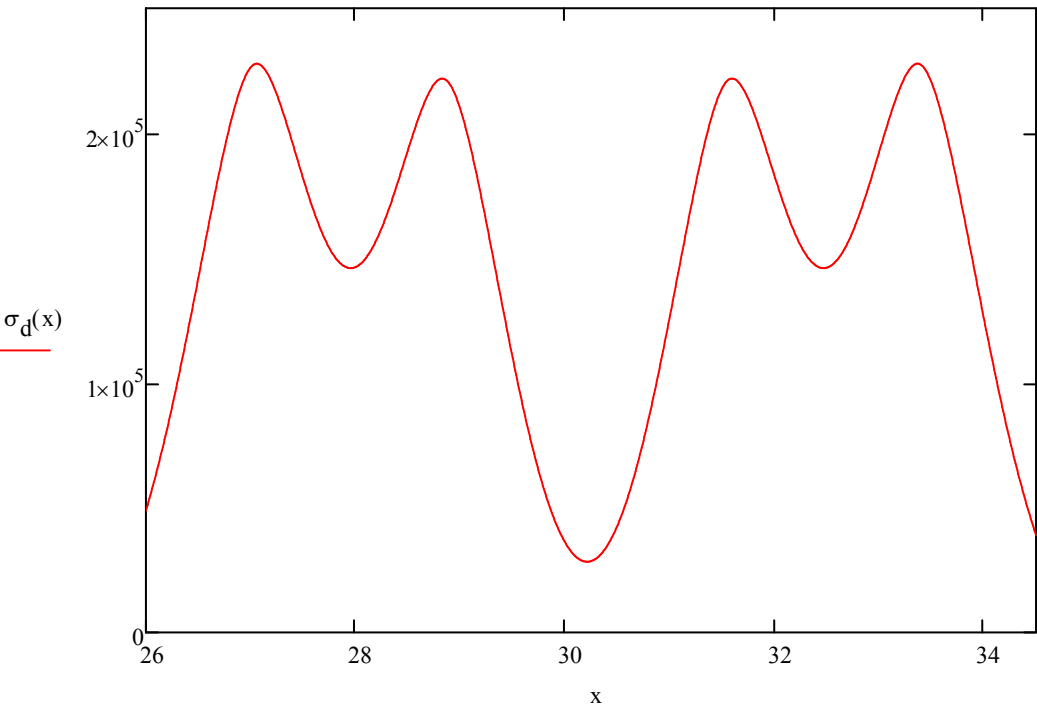
### Reacción sobre Traviesas



Reacción sobre Traviesas



Tensiones sobre Balasto



La máxima deflexión:

$$y_{dmax} := y_d(27035mm) = 4.64 \cdot mm$$

La máxima tensión sobre la capa de balasto

$$\sigma_{dmax} := \sigma_d(27035mm) = 2.32 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{dmax} := \sigma_d(27035mm) = 227.57 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(24635mm) = -8.54 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(25235mm) = -7.07 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(25835mm) = 28.2 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(26435mm) = 127.91 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(27035mm) = 227.57 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(27635mm) = 165 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(28235mm) = 160.35 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(28835mm) = 221.84 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(29435mm) = 124.13 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(30035mm) = 33.86 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(30635mm) = 58.63 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(31835mm) = 204.67 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(32435mm) = 146.15 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(33035mm) = 197.1 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(33635mm) = 201.34 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(34235mm) = 79.68 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(34835mm) = 7.39 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(35435mm) = -9.75 \cdot kPa$$

$$\sigma_d(36035mm) = -6.39 \cdot kPa$$

La máxima reacción de la subrasante:

$$R_{dmax} := R_d(27035mm) = -6.11 \cdot t$$

El máximo momento del riel:

$$M_{dmax} := M_d(27035mm) = 19.7 \cdot kN \cdot m$$

## ANEXO II - Determinación de tensiones bajo balasto. Estudio comparativo

Cálculo de tensiones bajo la capa de balasto según los distintos métodos:

Altura de balasto:  $h_b := 40\text{cm}$

Según una distribución trapezoidal con un ángulo de  $60^\circ$ :

$$\sigma_{\text{trap}60} := \frac{b \cdot a}{d \cdot \left( \frac{1435\text{mm} + 1000\text{mm} + 2 \cdot \frac{h_b}{\tan(60^\circ)}}{2} \right)} \cdot \sigma_{\text{dmax}} = 62.86 \cdot \text{kPa}$$

Según una distribución trapezoidal con un ángulo de  $45^\circ$ :

$$\sigma_{\text{trap}45} := \frac{b \cdot a}{d \cdot \left( \frac{1435\text{mm} + 1000\text{mm} + 2 \cdot \frac{h_b}{\tan(45^\circ)}}{2} \right)} \cdot \sigma_{\text{dmax}} = 56.29 \cdot \text{kPa}$$

Según una distribución trapezoidal con un ángulo de  $30^\circ$ :

$$\sigma_{\text{trap}30} := \frac{b \cdot a}{d \cdot \left( \frac{1435\text{mm} + 1000\text{mm} + 2 \cdot \frac{h_b}{\tan(30^\circ)}}{2} \right)} \cdot \sigma_{\text{dmax}} = 47.66 \cdot \text{kPa}$$

Cálculo según la hipótesis de Talbot (1915):

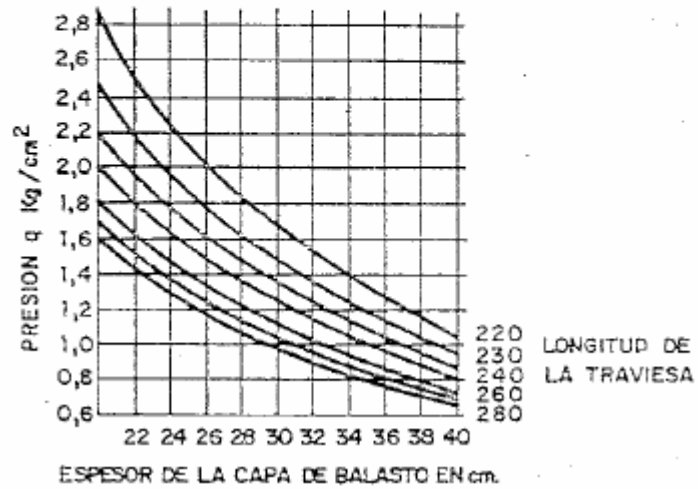
$$\sigma_{\text{Talbot}} := \frac{16.8}{\left[ \frac{h_b}{(1\text{in})} \right]^{1.25}} \cdot \sigma_{\text{dmax}} = 121.87 \cdot \text{kPa}$$

Cálculo según la hipótesis experimental de los ferrocarriles japoneses J.N.R.:

$$\sigma_{\text{JNR}} := \frac{58}{10 + \left[ \frac{h_b}{(1\text{cm})} \right]^{1.35}} \cdot \sigma_{\text{dmax}} = 84.89 \cdot \text{kPa}$$

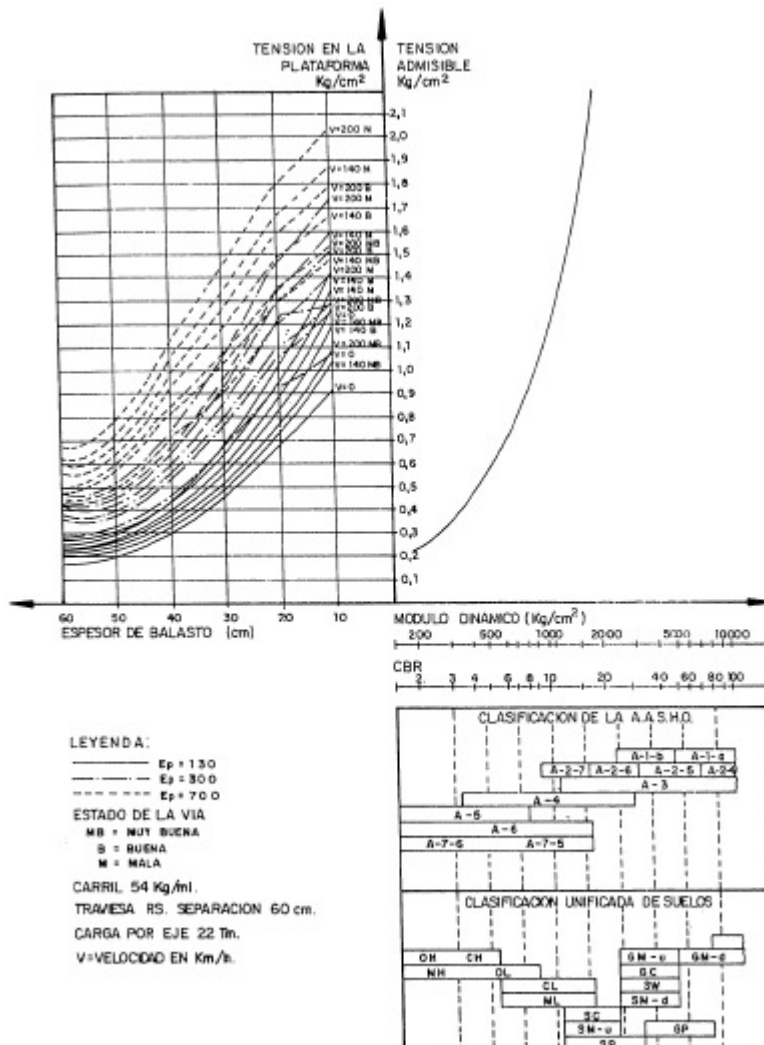
Cálculo según ábacos de Schramm

# ABACO DE SCHRAMM PARA EL CALCULO DEL ESPESOR DE BALASTO



$$\sigma_{\text{Schramm}} := 0.8 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 78.45 \cdot \text{kPa}$$

Cálculo según ábacos de Lopez Pita





$$\sigma_{\text{LopezPita}} := 0.45 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 44.13 \cdot \text{kPa}$$

Cálculo con método de los elementos finitos. PLAXIS:

$$\sigma_{\text{Plaxis}} := 70 \text{kPa}$$

En función de lo antepuesto, se estima la tensión que solicitará al terraplen igual a

$$\sigma_{\text{terraplén}} := \frac{\sigma_{\text{Plaxis}} + \sigma_{\text{LopezPita}} + \sigma_{\text{Schramm}} + \sigma_{\text{JNR}} + \sigma_{\text{Talbot}} + \sigma_{\text{trap60}} + \sigma_{\text{trap45}} + \sigma_{\text{trap30}}}{8}$$

$$\sigma_{\text{terraplén}} = 70.77 \cdot \text{kPa}$$



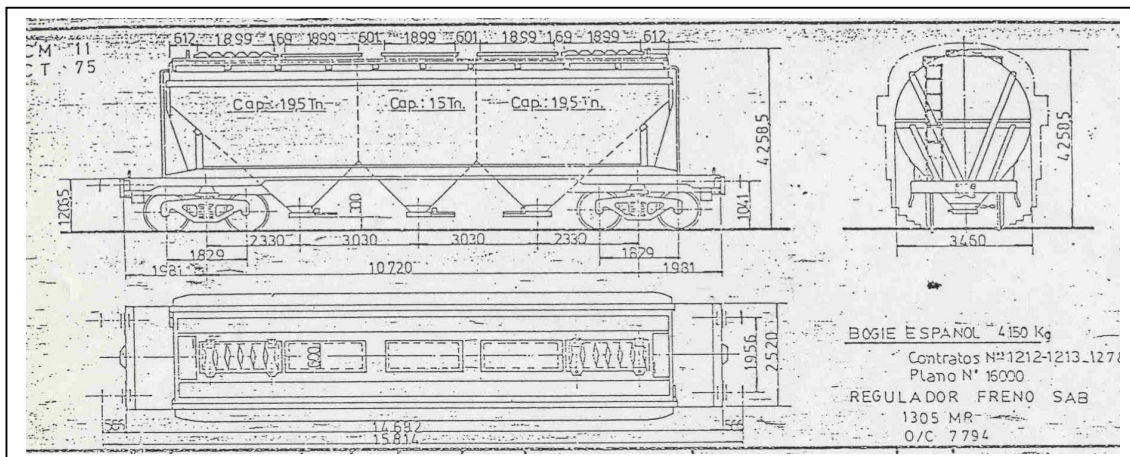
**VAGON TOLVA GRANERO – CT 75**  
**REDONDO GRANDE**  
**TROCHA 1676 – MEMORIA DESCRIPTIVA**  
 DIMENSIONES EN MILIMETROS

**DATOS OPERATIVOS**

CARGA SUPERIOR POR CINCO ESCOTILLAS DE 600 x 1899 C/U – DESCARGA POR TRES (3) TOLVAS CON COMPUERTAS A CREMALLERA DE 460 x 690 C/U (REJILLA ENTRE RIELES)

**DATOS TÉCNICOS**

- TARA: 26.000 Kg - CARGA MÁXIMA: 54.000 Kg – 87 m<sup>3</sup>
- PESO MÁXIMO SOBRE EL RIEL: 80.000Kg
- DISTANCIA ENTRE PARAGOLPES: 15.814
- ALTURA RIEL AL CENTRO DEL PARAGOLPES: 1.055 MÁXIMO
- DISTANCIA ENTRE CABEZALES DEL BASTIDOR: 14.682
- DISTANCIA ENTRE CENTRO DE BOGIES: 10.720
- DISTANCIA ENTRE CENTRO DE EJES: 1.829
- ANCHO MÁXIMO: 3.450
- ALTO TOTAL AL RIEL: 4.258
- BOGIES: INTEGRALES A RODAMIENTOS CON CONTROL DE MARCHA
- RUEDAS: 8 DE Ø 953 NOMINAL C/U
- FRENO: EQUIPO AIRE COMPRIMIDO CON VÁLVULA ABSD
- RADIO MÍNIMO DE CURVA: 90 m

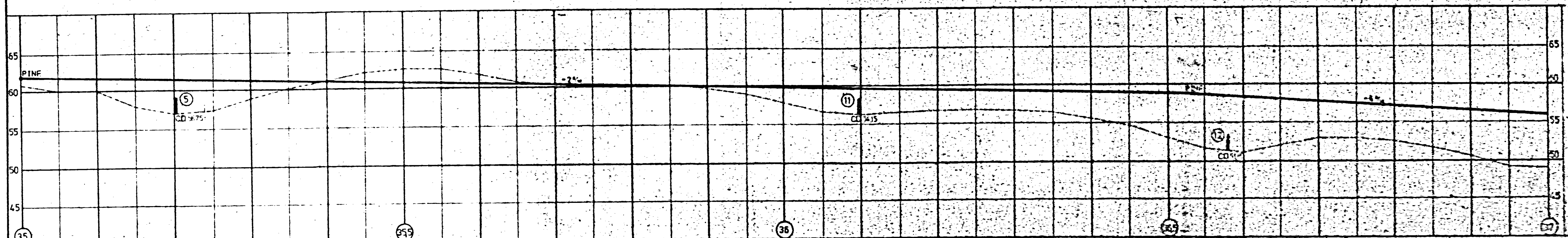
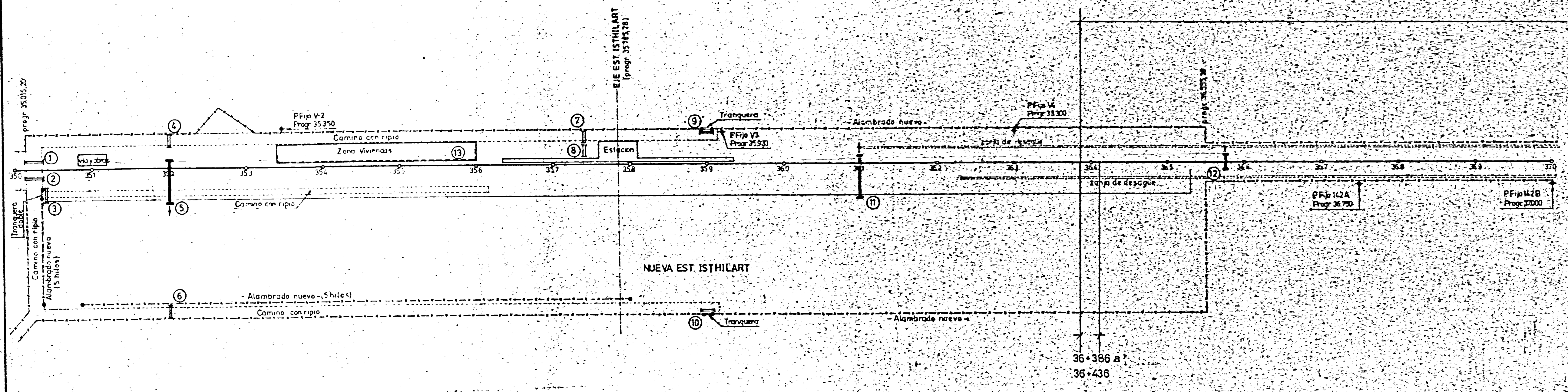


## **Anexo III - Planos Belgrano Cargas**

Datos Informe Técnico INCOCIV

Km	Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación	Descripción	Zona	Resistencia a Penetración (N)	Humedad Natural (w)	% Pasa Tamiz 200	P.U.S (g/cm3)	Cu (kg/cm2)	LL	LP	IP	Y(g/cm3)
31.400	A	1	1	CH	Arcilla medianamente compacta	1	5	32	68		0.25				
31.400	A	2	2	SM	Arena medianamente densa	4	13	18	25						
31.400	A	3	3	CH	Arcilla grasa compacta	2	7	30	60	1.48	0.35				
31.400	A	4	4	CH	Arcilla grasa compacta	2	8	29	63	1.5	0.4				
31.400	B	1	1	CH	Arcilla grasa medianamente compacta a compacta	1	5	32	68		0.25				
31.400	B	2	2	CH	Arcilla grasa medianamente compacta a compacta	1	7	40	92	1.35	0.45				
31.400	B	3	3	CH	Arcilla grasa compacta a muy compacta	2	11	36	93		0.55				
31.400	B	4	4	CH	Arcilla grasa muy compacta	3	19	27	92		0.65				
31.400	B	5	5	CH	Arcilla grasa muy compacta	3	18	32	88		0.8				
31.400	B	6	6	CH	Arcilla grasa muy compacta	3	17	30	63		0.95				
31.400	B	7	7	SM	Arena limosa densa	4	27	14	43	1.8					
31.400	C	1	1	CH	Arcilla grasa en general blanda	1	4	49	92	1.13	0.15				
31.400	C	2	2	CH	Arcilla grasa en general blanda	1	5	34	71		0.2				
31.400	C	3	3	CH	Arcilla grasa compacta	2	10	30	80		0.45	50	26.9	23.1	2.71
31.400	C	4	4	CH	Arcilla grasa compacta	2	15	29	72	1.5	0.65				
31.400	C	5	5	CH	Arcilla grasa compacta a muy compacta	3	17	28	62		0.9				
55.400	A	1	1	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	2	50	79		0.15				
55.400	A	2	2	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	7	40	91	1.3	0.25				
55.400	A	3	3	CH	Arcilla compacta	2	8	30	76	1.43	0.4				
55.400	A	4	4	CH	Arcilla grasa muy compacta	3	13	21	63		0.75				
55.400	A	5	5	CH	Arcilla grasa muy compacta	3	18	19	67		0.9				
55.400	B	1	1	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	8	44	69		0.3	78.8	46.1	32.7	2.71
55.400	B	2	2	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	6	50	92	1.19	0.2				
55.400	B	3	3	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	8	40	92		0.35				
55.400	B	4	4	CH	Arcilla grasa compacta	2	10	36	87	1.37	0.6				
55.400	B	5	5	CH	Arcilla grasa compacta	2	9	28	89		0.4				
55.400	B	6	6	CH	Arcilla grasa compacta	2	13	24	78	1.61	0.9				
55.400	B	7	7	CH	Arcilla grasa y magra muy compacta a dura	3	32	21	89		1.2				
55.400	B	8	8	CL	Arcilla grasa y magra muy compacta a dura	3	35	20	77						
55.400	C	1	1	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	4	43	93	1.24	0.25				
55.400	C	2	2	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	5	38	83		0.25				
55.400	C	3	3	CH	Arcilla grasa blanda a medianamente compacta	1	7	37	81		0.3				
55.400	C	4	4	SC	Arena arcillosa suelta	4	11	17	38						
55.400	C	5	5	CL	Arcilla magra y grasa compacta a muy compacta	3	17	21	73		0.7				
55.400	C	6	6	CH	Arcilla magra y grasa compacta a muy compacta	3	20	20	72	1.7	1				
75.700	A	1	1	CH	Arcilla grasa blanda	1	3	47	78		0.2				
75.700	A	2	2	CH	Arcilla grasa blanda	1	5	42	82	1.37	0.3				
75.700	A	3	3	SC	Arena arcillosa medianamente densa	4	13	16	45	1.89	0.9				
75.700	A	4	4	SC	Arena arcillosa medianamente densa	4	20	15	39						
75.700	A	5	5	SC	Arena arcillosa medianamente densa	4	23	16	40		1.3				
75.700	B	1	1	CH	Arcilla grasa medianamente compacta	1	8	40	77		0.35				
75.700	B	2	2	CH	Arcilla grasa medianamente compacta	1	6	39	81	1.33	0.3	60.9	37.6	23.3	2.71
75.700	B	3	3	CH	Arcilla grasa medianamente compacta	1	7	34	75						
75.700	B	4	4	SC	Arena arcillosa medianamente densa a densa	4	20	15	39						
75.700	B	5	5	SC	Arena arcillosa medianamente densa a densa	4	23	16	48	1.87	1.2				
75.700	B	6	6	SC	Arena arcillosa medianamente densa a densa	4	30	14	43						
75.700	B	7	7	SC	Arena arcillosa medianamente densa a densa	4	33	15	46						
75.700	C	1	1	CH	Arcilla blanda grasa	1	1	47	86		0.15				
75.700	C	2	2	CH	Arcilla blanda grasa	1	3	38	77	1.38	0.2				
75.700	C	3	3	SC	Arena arcillosa suelta a medianamente suelta	4	10	22	47		0.85				
75.700	C	4	4	SC	Arena arcillosa suelta a medianamente suelta	4	20	16	38						
75.700	C	5	5	SC	Arena arcillosa suelta a medianamente suelta	4	17	19	47		0.85				





**SIGNIFICADO DE LOS NUMEROS**

- 1 Alcantarilla 2x0.3 m. 2-0.1-7.12.3m
- 2 Idem N° 1
- 3 Alcantarilla 1x0.4 m. 2-0.1-7.35.6m
- 4 Alcantarilla 1x0.6 m. 2-0.1-8.12.7m
- 5 Alcantarilla 1x0.8 m. 2-0.1-8.53.4m
- 6 Alcantarilla 1x1.0 m. 2-0.1-9.22.8m
- 7 Alcantarilla 1x1.0 m. 2-0.1-9.53.4m
- 8 Alcantarilla 1x1.0 m. 2-0.1-9.85.5m
- 9 Alcantarilla 1x0.6 m. 2-0.1-9.85.5m
- 10 Idem N° 8
- 11 Alcantarilla 1x1.0 m. 2-0.1-9.85.5m
- 12 Alcantarilla 1x0.6 m. 2-0.1-9.85.5m

PROGRESIVAS	COTAS T. NATURAL	COTAS DE RASANTE
35000	60.88	60.02
100	61.78	60.02
200	61.68	59.96
300	61.58	59.07
400	61.48	57.10
500	61.38	57.15
600	61.28	58.85
700	61.18	60.06
800	61.08	61.03
900	60.98	62.14
1000	60.88	63.54
1100	60.78	64.27
1200	60.68	64.74
1300	60.58	64.77
1400	60.48	64.27
1500	60.38	63.07
1600	60.28	61.19
1700	60.18	60.18
1800	60.08	59.01
1900	59.98	57.98
2000	59.88	57.04
2100	59.78	55.77
2200	59.68	54.01
2300	59.58	52.57
2400	59.48	51.37
2500	59.38	50.42
2600	59.28	49.75
2700	59.18	49.37
2800	59.08	49.20
2900	58.98	49.34
3000	58.88	49.61
3100	58.78	50.01
3200	58.68	50.52
3300	58.58	51.15
3400	58.48	51.89
3500	58.38	52.74
3600	58.28	53.69
37000	58.18	54.74

**ESCALAS**  
 HORIZONTAL 1:3000  
 VERTICAL 1:300

N°	Fecha	Descripción	Intervino	Firma
Actualizaciones				

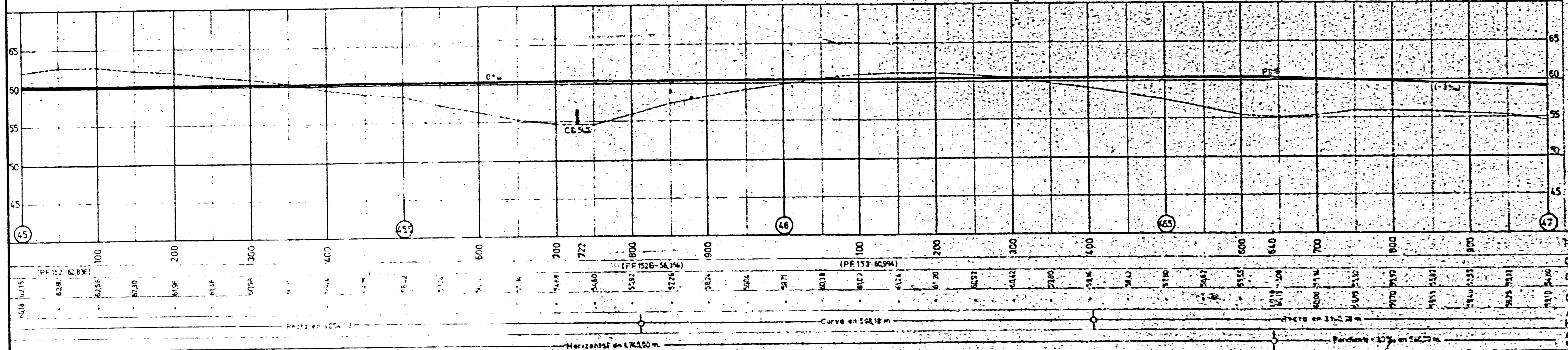
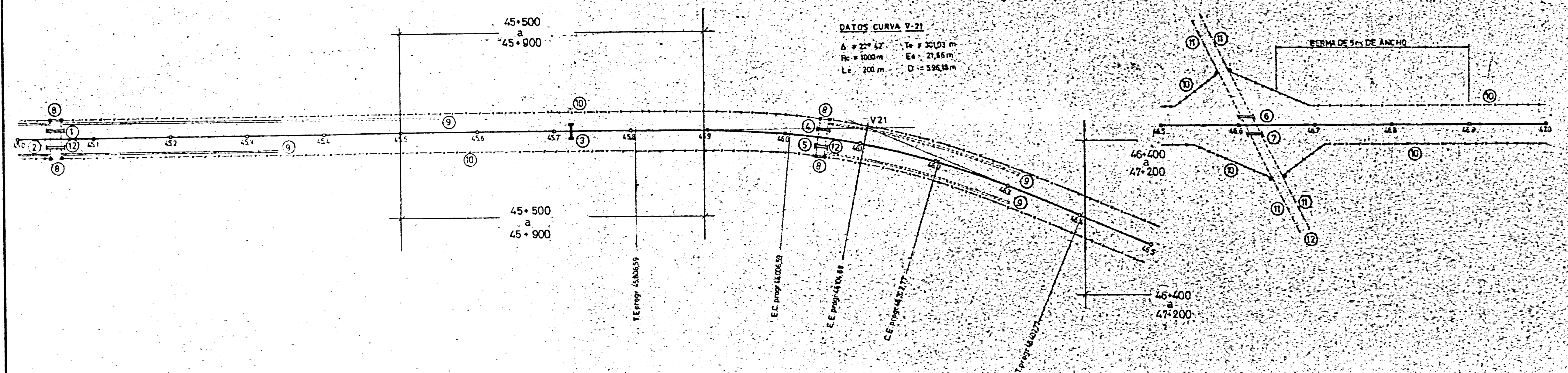
SECRETARIA DE TRANSPORTES-FERROCARRILES ARGENTINOS  
 Gcia. Vía y Obras - **OBRAS ESPECIALES**

VARIANTE CONCORDIA-MONTE CASEROS  
**PLANIALTIMETRIA**  
 PROGRESIVA 35.000 a 37.000  
**SECCION I**

EXP:	ESCALA:	FECHA:
PROY:		Jefe Depto. Obras Especiales C. Kaluza Ing. Civil Mat. N° 9.250
DIB:		
REV: Ing. BES	Cantidad de láminas:	<b>0305002600</b>
Jefe Div. Obras R. Chabod Ing. Civil Mat. N° 5.078		



**DATOS CURVA V-21**  
 $\Delta = 22^\circ 47'$   $T_e = 30103 \text{ m}$   
 $R_c = 1000 \text{ m}$   $E_c = 21,86 \text{ m}$   
 $L_c = 200 \text{ m}$   $D = 596,18 \text{ m}$



- SIGNIFICADO DE LOS NUMEROS**
- 1 Alcantarilla # 0500 h. 7 - n. 1 - 9,63 m
  - 2 Idem N° 1
  - 3 Alcantarilla 1803 h. 9 - n. 1 - 22,84 m
  - 4 Idem N° 1
  - 5 Idem N° 1
  - 6 Alcantarilla # 1803 h. 4 - n. 1 - 22,41 m
  - 7 Idem N° 6
  - 8 Pasajero
  - 9 Zona de guardia
  - 10 Alambrajo nuevo
  - 11 Alambrajo existente
  - 12 PA R. car. rpe.

PROGRESIVAS	COTAS PUNTOS FUJOS	COTAS T NATURAL	COTAS DE RASANTE
45	62,815	62,815	62,815
100	62,536	62,536	62,536
200	62,230	61,914	62,230
300	61,914	61,414	61,914
400	61,582	60,914	61,582
500	61,230	60,414	61,230
600	60,868	59,914	60,868
700	60,497	59,414	60,497
800	60,117	58,914	60,117
900	59,728	58,414	59,728
1000	59,330	57,914	59,330
1100	58,923	57,414	58,923
1200	58,508	56,914	58,508
1300	58,084	56,414	58,084
1400	57,652	55,914	57,652
1500	57,212	55,414	57,212
1600	56,764	54,914	56,764
1700	56,309	54,414	56,309
1800	55,847	53,914	55,847
1900	55,378	53,414	55,378
2000	54,902	52,914	54,902
2100	54,419	52,414	54,419
2200	53,929	51,914	53,929
2300	53,432	51,414	53,432
2400	52,928	50,914	52,928
2500	52,417	50,414	52,417
2600	51,900	49,914	51,900
2700	51,377	49,414	51,377
2800	50,848	48,914	50,848
2900	50,313	48,414	50,313
3000	49,772	47,914	49,772
3100	49,226	47,414	49,226
3200	48,675	46,914	48,675
3300	48,119	46,414	48,119
3400	47,558	45,914	47,558
3500	46,992	45,414	46,992
3600	46,421	44,914	46,421
3700	45,846	44,414	45,846
3800	45,266	43,914	45,266
3900	44,681	43,414	44,681
4000	44,092	42,914	44,092
4100	43,498	42,414	43,498
4200	42,900	41,914	42,900
4300	42,297	41,414	42,297
4400	41,690	40,914	41,690
4500	41,079	40,414	41,079
4600	40,464	39,914	40,464
4700	39,845	39,414	39,845

**ESCALAS**  
 HORIZONTAL 1:300  
 VERTICAL 1:300

N°	Fecha	Descripción	Intervino	Firma

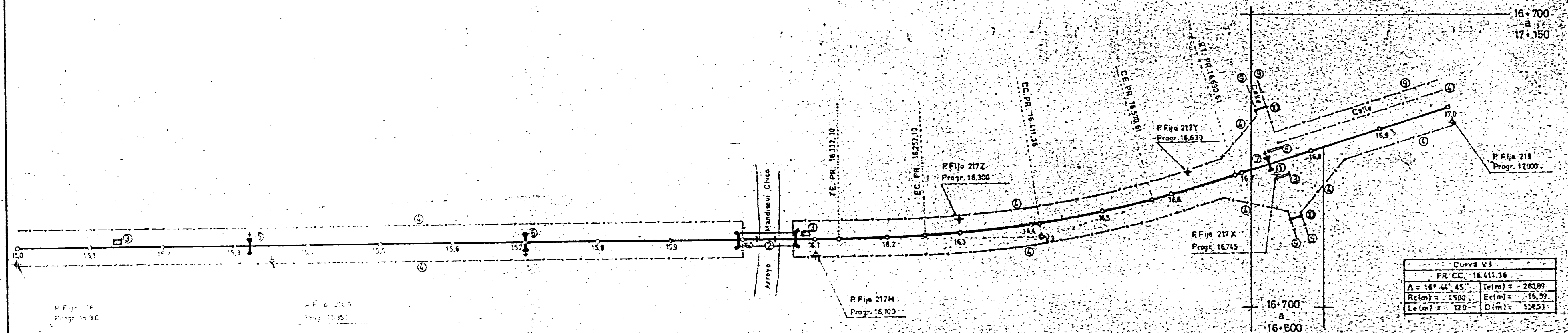
Actualizaciones  
 SECRETARIA DE TRANSPORTES-FERROCARRILES ARGENTINOS  
**Gcia. Vía y Obras - OBRAS ESPECIALES**

VARIANTE CONCORDIA-MONTE CASEROS  
**PLANI-ALTIMETRIA**  
 PROGRESIVA 45.000 a 47.000  
 SECCION I

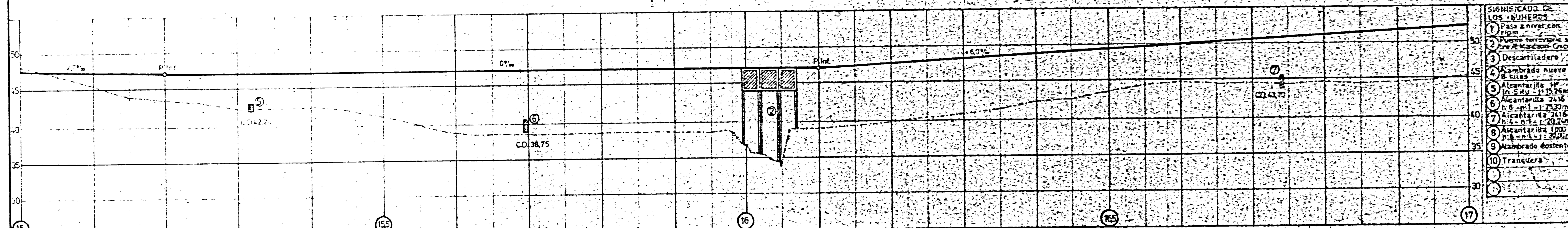
EXP.	ESCALA:	FECHA:
PROY.		
DIB.		
REV. Ing. BES	Jefe Depto. Obras Especiales C. Kaluzza Ing. Civil Mat. N° 9250	
Jefe Div. Obras R. Chabod Ing. Civil Mat. N° 5078	Cantidad de láminas:	PLANO 0305002800



PROVINCIA	SECCION	LAMINA
E. RIOS	FEDER. MOCOREA	29



Curva V3	
PR. CC. 16.411,36	
$\Delta = 16^{\circ} 44' 45''$	$T(m) = 280,89$
$R(m) = 1.500$	$E(m) = 16,59$
$L(m) = 120$	$D(m) = 558,51$



SIGNIFICADO DE LOS NUMEROS	
1	Paso a nivel con riel
2	Puente territorial sobre Arroyo Mandavi Chico
3	Descartilladora
4	Almbrado nueva
5	Alcantarilla n.º 1 - 11,25m
6	Alcantarilla 24,36 n.º 1 - 11,25m
7	Alcantarilla 24,36 n.º 2 - 11,25m
8	Alcantarilla 17,00 n.º 1 - 11,25m
9	Almbrado existente
10	Tranquera

PROGRESIVAS	COTAS PUNTOS FUJOS	COTAS T. NATURAL	COTAS DE RASANTE
100	47.791876	47.16	47.16
200	47.764873	47.16	47.16
300	47.737870	47.16	47.16
400	47.710867	47.16	47.16
500	47.683864	47.16	47.16
600	47.656861	47.16	47.16
700	47.629858	47.16	47.16
800	47.602855	47.16	47.16
900	47.575852	47.16	47.16
1000	47.548849	47.16	47.16
1100	47.521846	47.16	47.16
1200	47.494843	47.16	47.16
1300	47.467840	47.16	47.16
1400	47.440837	47.16	47.16
1500	47.413834	47.16	47.16
1600	47.386831	47.16	47.16
1700	47.359828	47.16	47.16

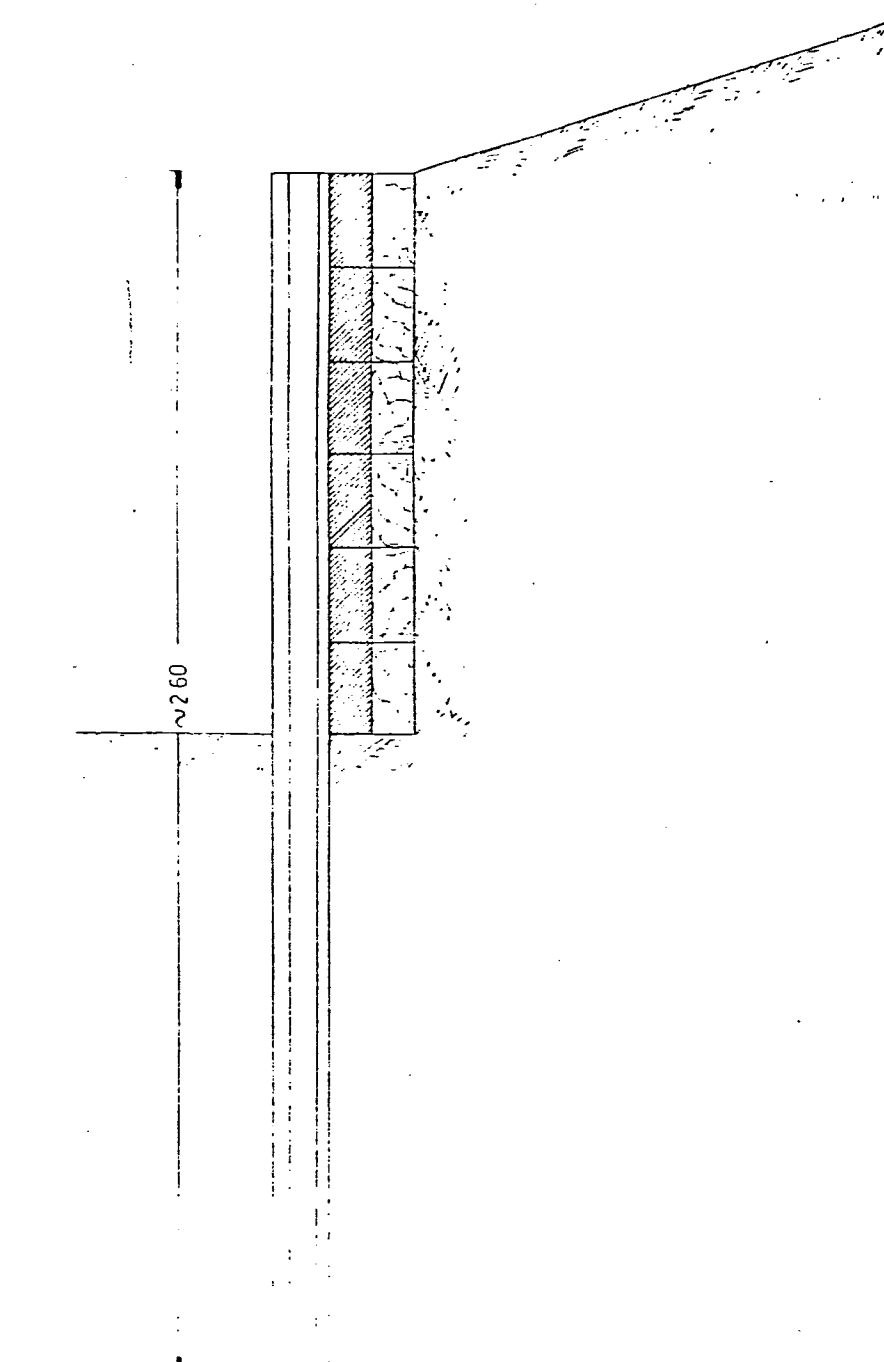
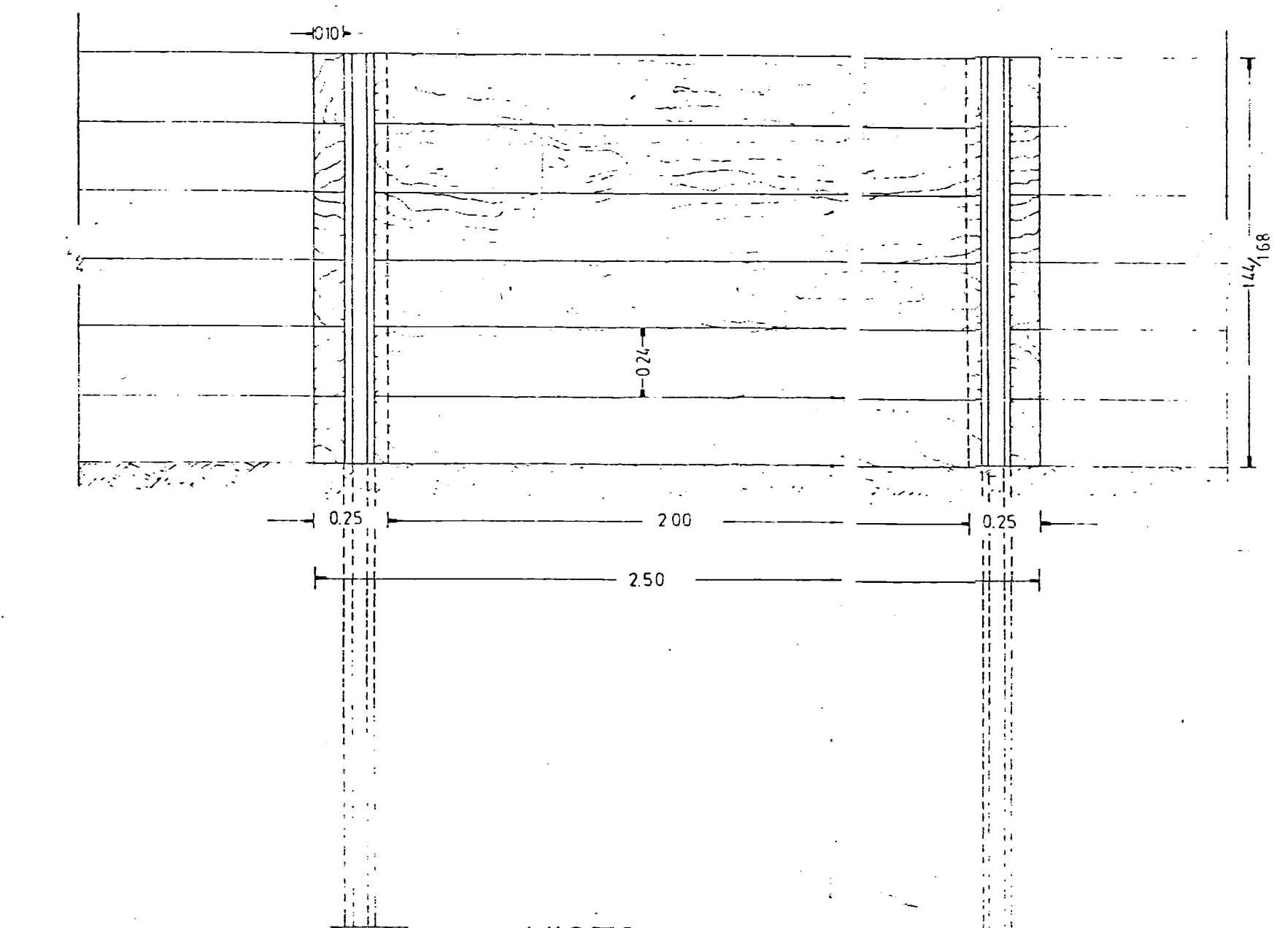
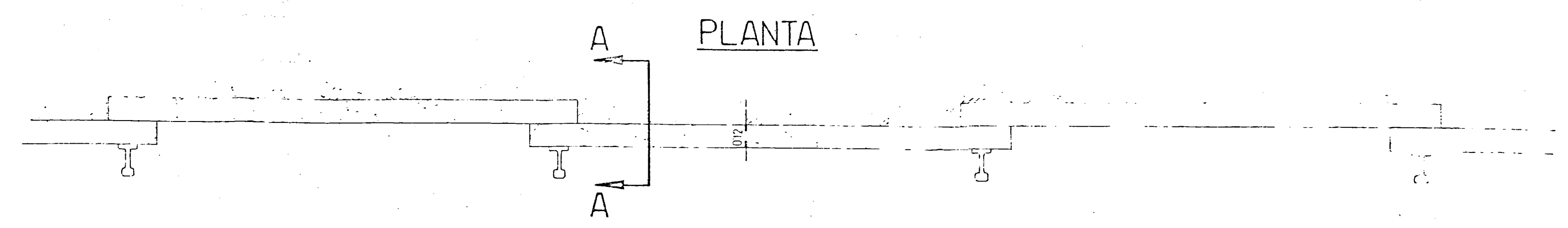
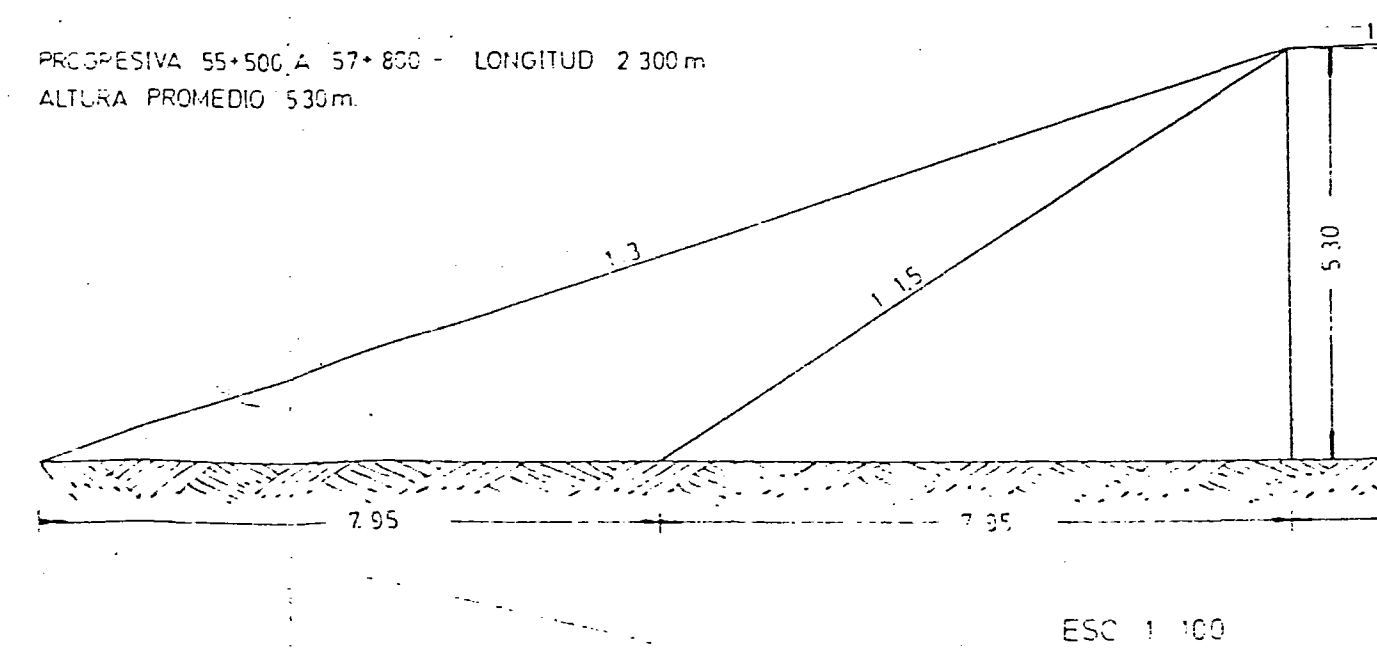
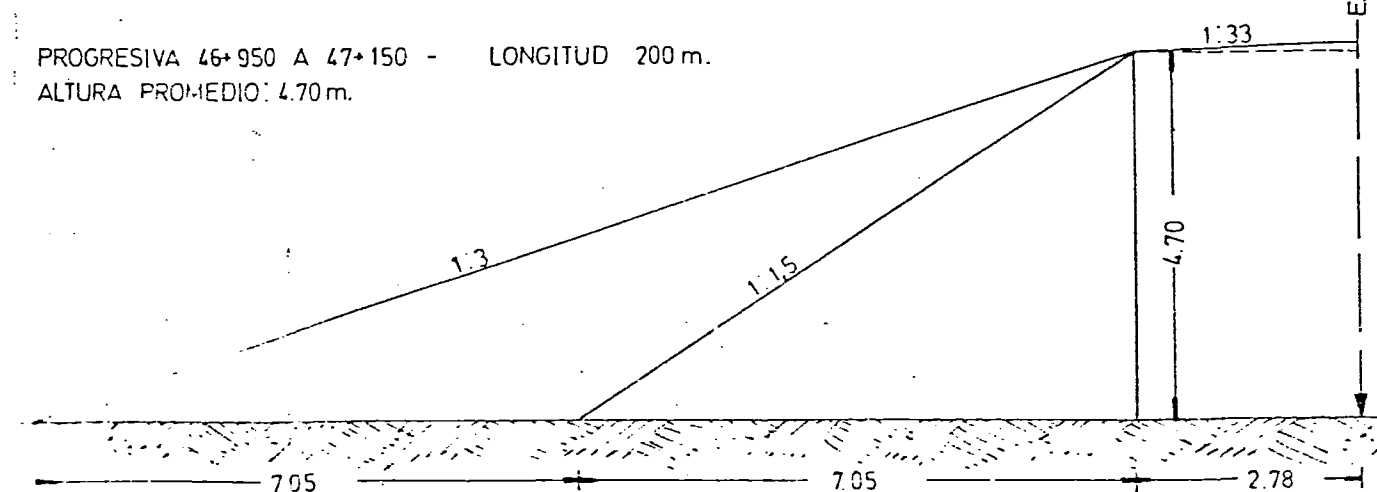
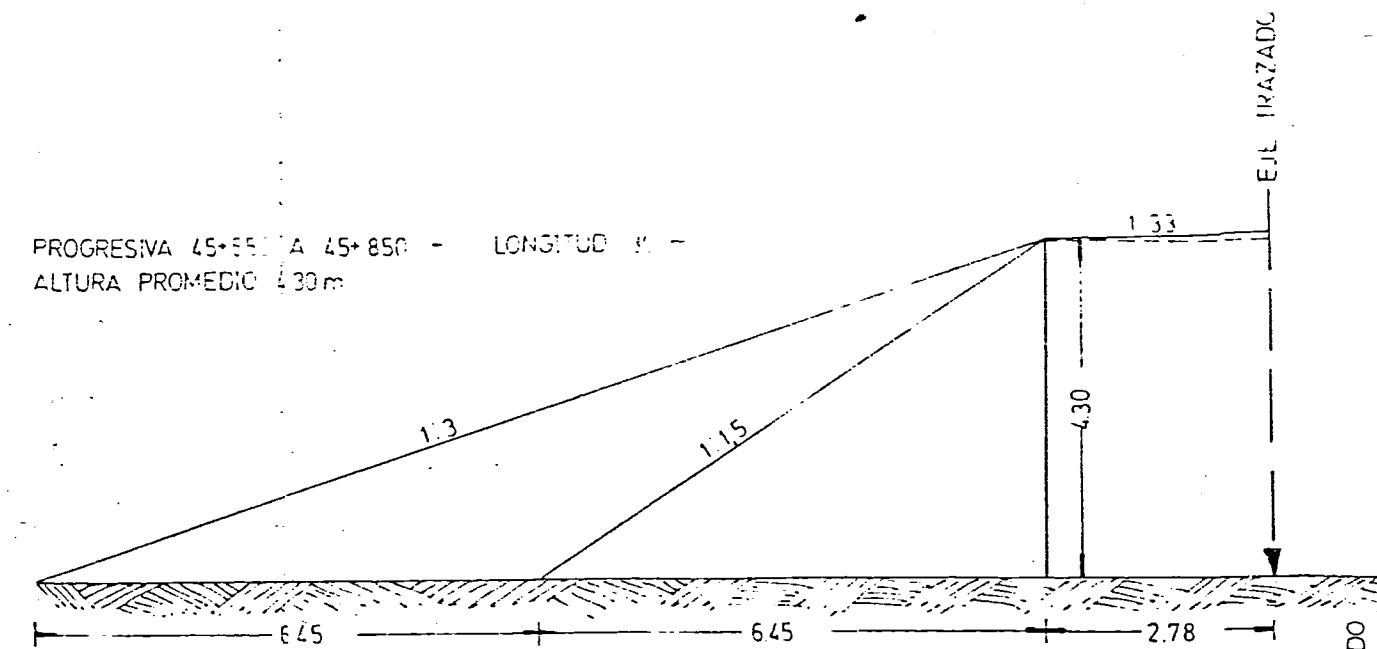
ESCALAS  
HORIZONTAL 1:3000  
VERTICAL 1:300

Nº	Fecha	Descripción	Intervino	Firma

SECRETARIA DE TRANSPORTES - FERROCARRILES ARGENTINOS  
Gcia. Vía y Obras - OBRAS ESPECIALES

VARIANTE CONCORDIA - MONTE CASEROS  
**PLANIALTIMETRIA**  
PROGRESIVA 15.000 a 17.000  
SECCION II

EXP:	ESCALA:	FECHA:
PROY:	 Jefe Depto Obras Especiales C. Kaluza Ing. Civil Mat. N.º 9.250	PLANO <b>0305003500</b>
DIB:		
REV: Ing. BES	Cantidad de láminas:	
Jefe Dv. Obras R. Chabod Ing. Civil Mat. N.º 5078		



3  
2

Nº	Fecha	Elaborador	Revisor

Actualizaciones

S. P. NACIONAL DE TRANSPORTES FERROVIARIOS DEL ARGENTINA

**Gcia. Vía y Obras - OBRAS ESPECIALES**

VARIANTE CONCRETA - MONTE CASEROS

**REFORZAMIENTO DE TERRAPLENES EN DISTINTOS SECTORES**

Esc.	1:20 1:100	Foja 22

03-050017-00



## **Anexo IV - Registro fotográfico del estado actual**



Figura 0.1: PK 36+500 Defensas realizadas. Árboles inclinados.



Figura 0.2: PK 36+500. Presencia de agua en los alrededores.



Figura 0.3: PK 36+500. Enrocado y suplemento de balasto.





Figura 0.4: PK 36+500. Defensas Vencidas



Figura 0.5: PK 46+000. Abundante vegetación



Figura 0.6: PK 46+000. Enrocado





Figura 0.7: PK 46+000. Accidentes, Balasto y Enrocado



Figura 0.8: PK 46+000. Defensas Vencidas



Figura 0.9: PK 70+000. Enrocado





Figura 0.10: PK 70+000. Balasto y Enrocado

# ANEXO V - Curvas de Saturación

## Curva de saturación arcilla expansiva de Comodoro Rivadavia:

Datos

	$\lambda := 0.18$
Valor de entrada de aire	$S_{ae} := 300$
Grado de Saturación residual	$S_{res} := 0.15$

$$S_e(S) := \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae}} \right)^{\left( \frac{1}{1-\lambda} \right)} \right]^{-\lambda}$$

$$S_r(S) := S_e(S) \cdot (1 - S_{res}) + S_{res}$$

Van Genuchten (1980)

$$\theta_r := S_{res}$$

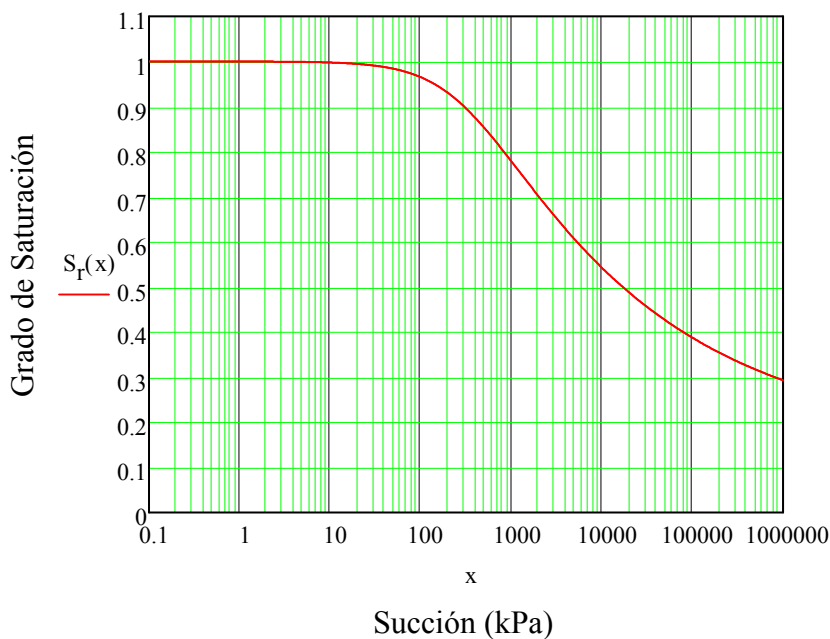
$$\theta_s := 1$$

$$g_a := \frac{1}{S_{ae}} = 0.003$$

$$g_n := \frac{1}{1-\lambda} = 1.21951$$

$$\theta(\psi) := \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \cdot \left[ 1 + (g_a \cdot \psi)^{g_n} \right]^{\frac{1-g_n}{g_n}}$$

Curva 1 - Curva de Retención CR



Curva de saturación Formación Pampeano:

Datos

	$\gamma_{d1} := 12$	$\gamma_{d2} := 13$	$\gamma_{d3} := 14$	$\gamma_{d4} := 15$	
	$\lambda := 0.35$	$\lambda_1 := 0.35$	$\lambda_2 := 0.35$	$\lambda_3 := 0.35$	$\lambda_4 := 0.35$
Valor de entrada de aire	$S_{ae1} := 35$	$S_{ae2} := 45$	$S_{ae3} := 120$	$S_{ae4} := 280$	
Grado de Saturación residual	$S_{res1} := 0.25$	$S_{res2} := 0.25$	$S_{res3} := 0.25$	$S_{res4} := 0.25$	

$$S_{e1}(S) := \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae1}} \right) \left( \frac{1}{1-\lambda} \right)^{-\lambda} \right]^{-\lambda}$$

$$S_{r1}(S) := S_{e1}(S) \cdot (1 - S_{res1}) + S_{res1}$$

$$S_{e2}(S) := \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae2}} \right) \left( \frac{1}{1-\lambda} \right)^{-\lambda} \right]^{-\lambda}$$

$$S_{r2}(S) := S_{e2}(S) \cdot (1 - S_{res2}) + S_{res2}$$

$$S_{e3}(S) := \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae3}} \right) \left( \frac{1}{1-\lambda} \right)^{-\lambda} \right]^{-\lambda}$$

$$S_{r3}(S) := S_{e3}(S) \cdot (1 - S_{res3}) + S_{res3}$$

$$S_{e4}(S) := \left[ 1 + \left( \frac{S}{S_{ae4}} \right) \left( \frac{1}{1-\lambda} \right)^{-\lambda} \right]^{-\lambda}$$

$$S_{r4}(S) := S_{e4}(S) \cdot (1 - S_{res4}) + S_{res4}$$

Van Genutchen (1980)

$$\theta_r := S_{res} = 0.25$$

$$\theta_s := 1$$

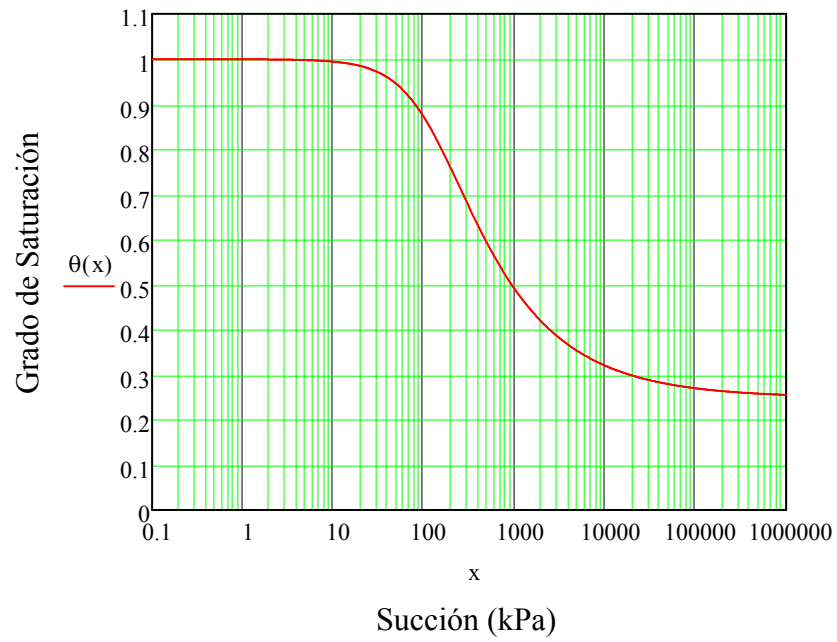
$$g_s := \frac{1}{125} = 0.008$$

$$g_r := \frac{1}{1-\lambda} = 1.53846$$

$$\theta(\psi) := \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \cdot \left[ 1 + (g_a \cdot \psi)^{g_n} \right]^{\frac{1-g_n}{g_n}}$$

$$\theta_e(\psi) := \left[ 1 + (g_a \cdot \psi)^{g_n} \right]^{\frac{1-g_n}{g_n}}$$

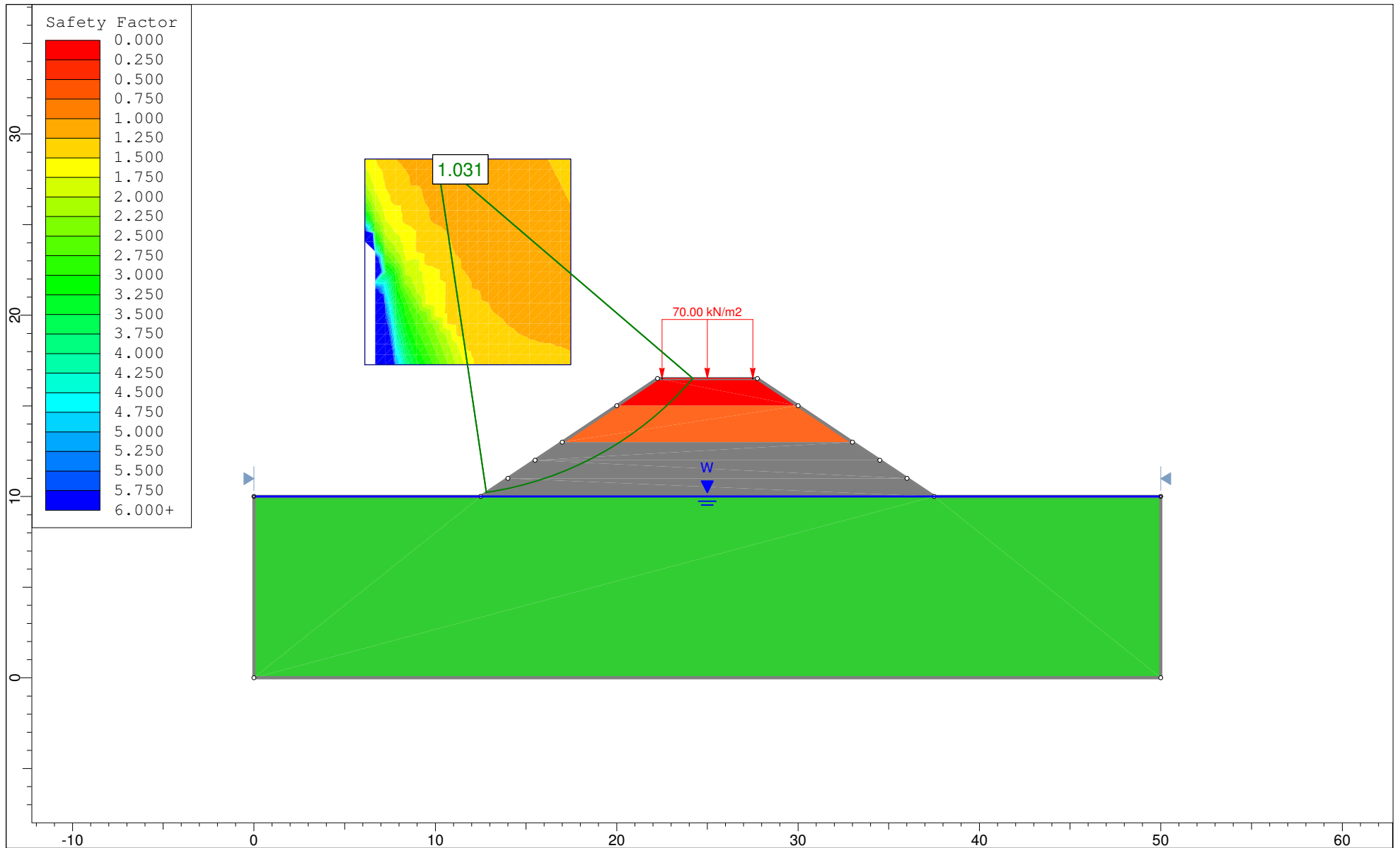
Curva 2 - Curva de Retención Pampeano




$$\theta_e(116) = 0.80007 \quad \theta_e(8) = 0.99495$$

**Anexo VI - Resultados de modelo**  
**Slide según diseño original**

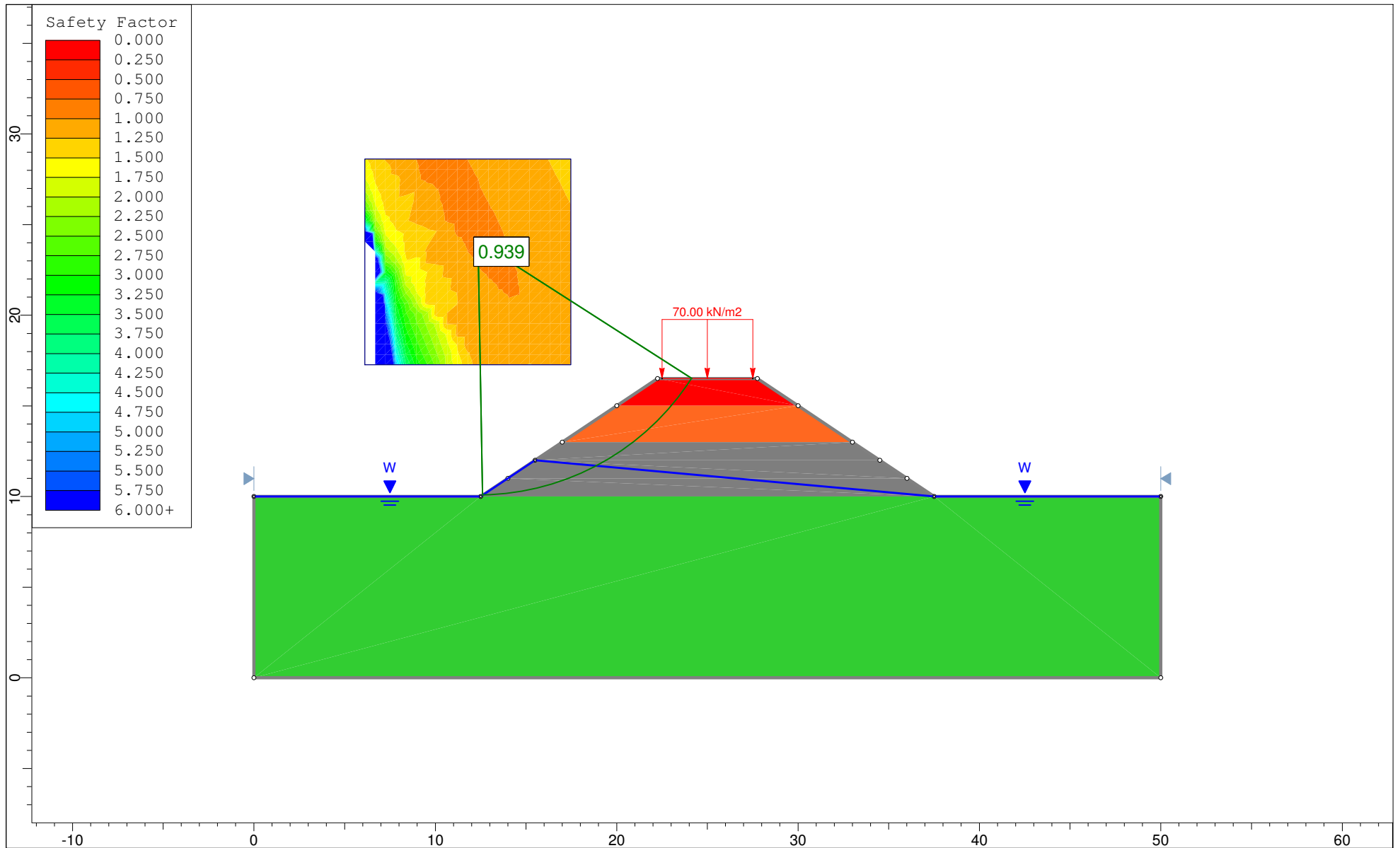
Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original




	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK36 Análisis de Estabilidad Drenado		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:294.8	Company	FIUBA
	Date		File Name	PK36_Drenado.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

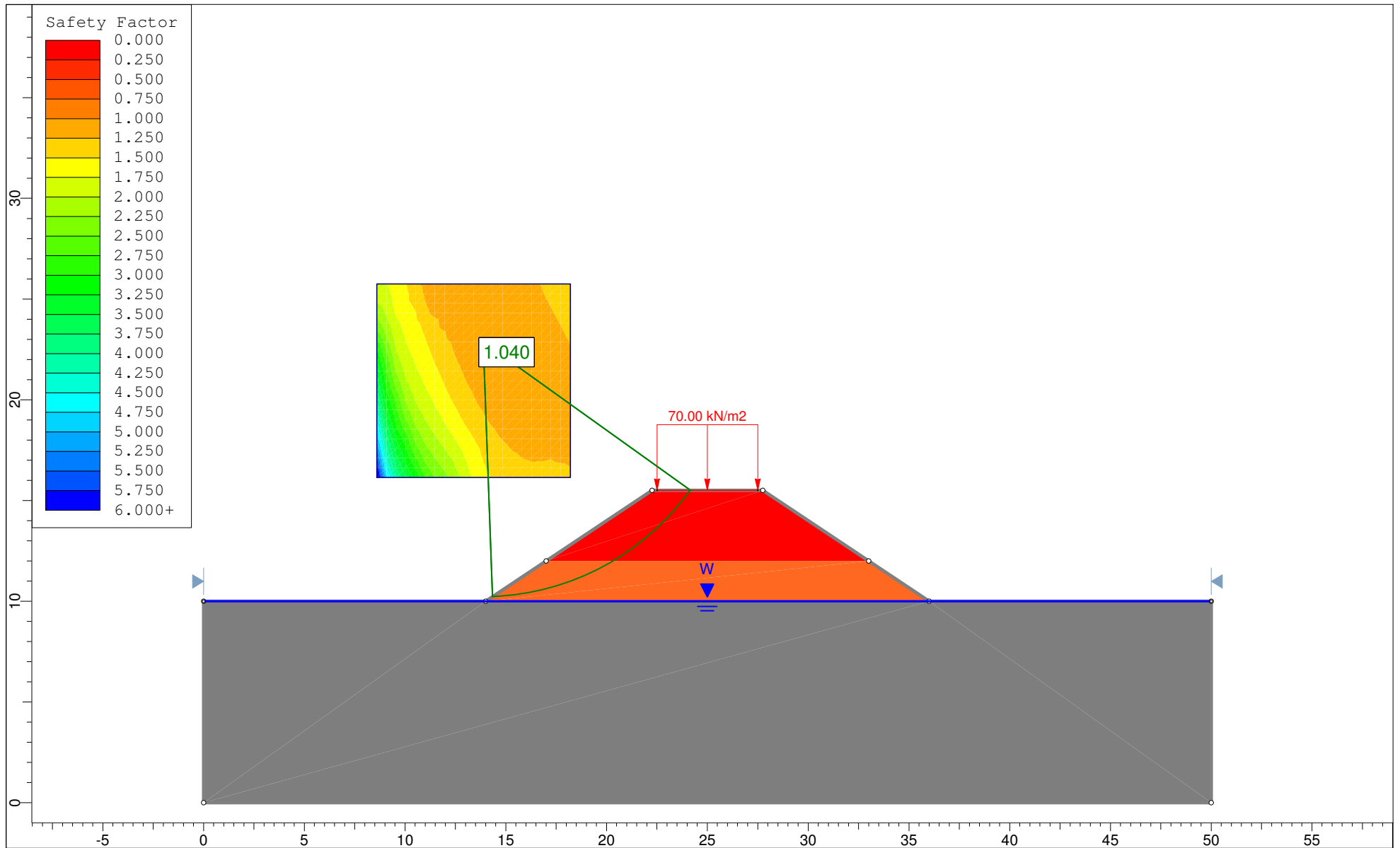
Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original




	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK36 Análisis de Estabilidad Drenado con Lluvia		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:294.8	Company	FIUBA
	Date		File Name	PK36_Drenado_Lluvia.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original

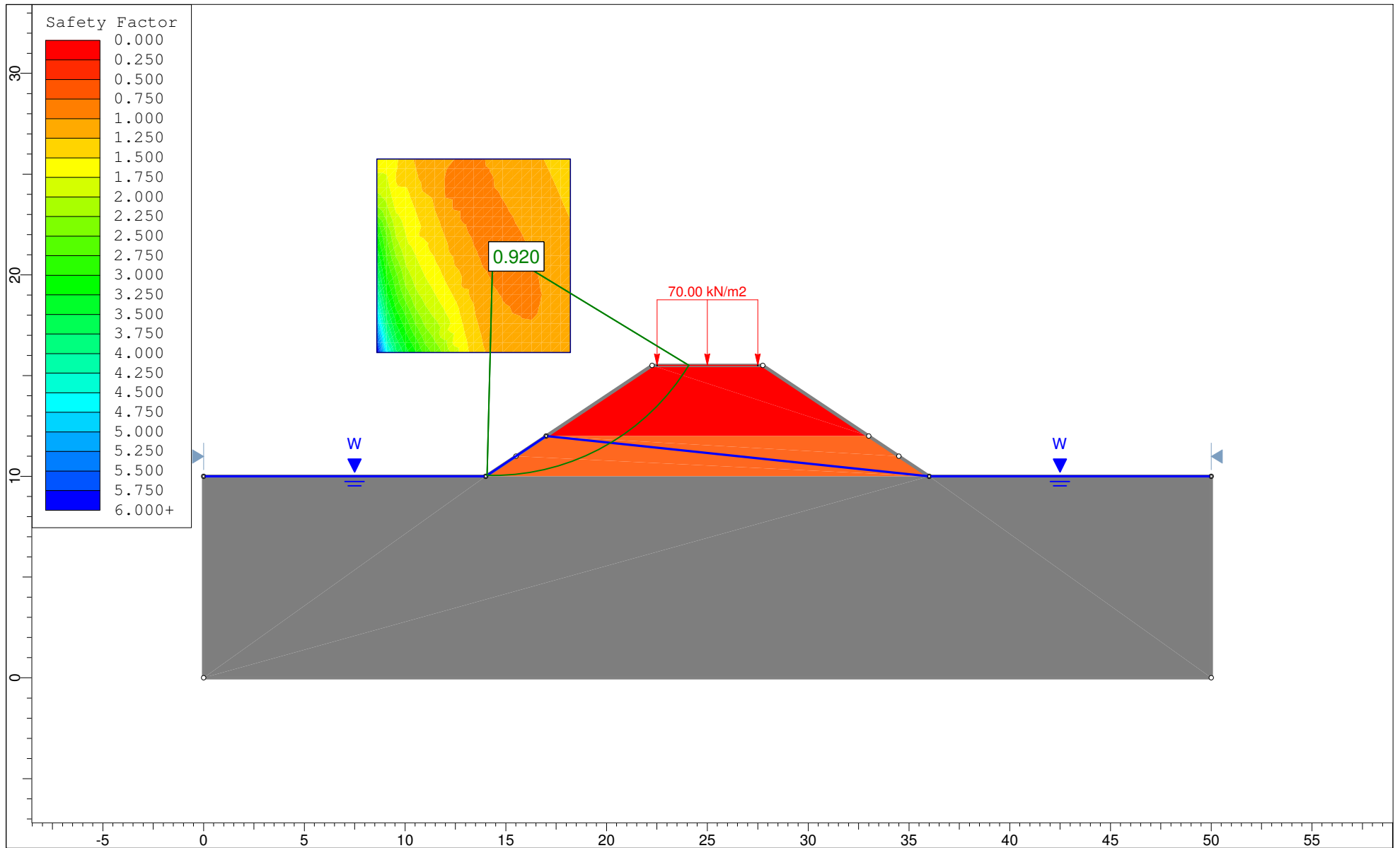



	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK46 - Análisis de Estabilidad Drenado		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:265.3	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017	File Name	PK46_Drenado.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005



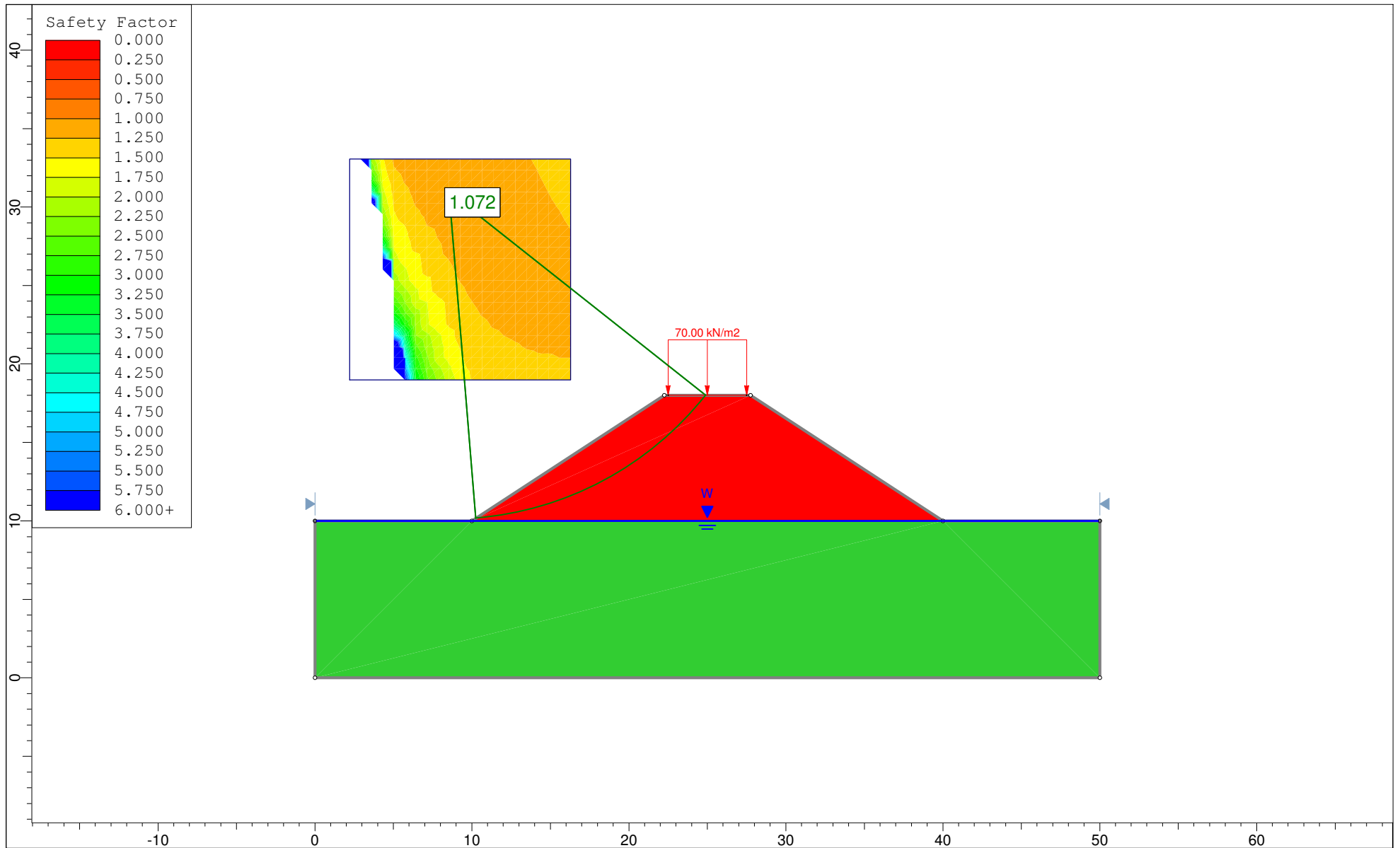
Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original




	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK46 - Análisis de Estabilidad Drenado con Lluvia		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:265.3	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017	File Name	PK46_Drenado_Lluvia.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

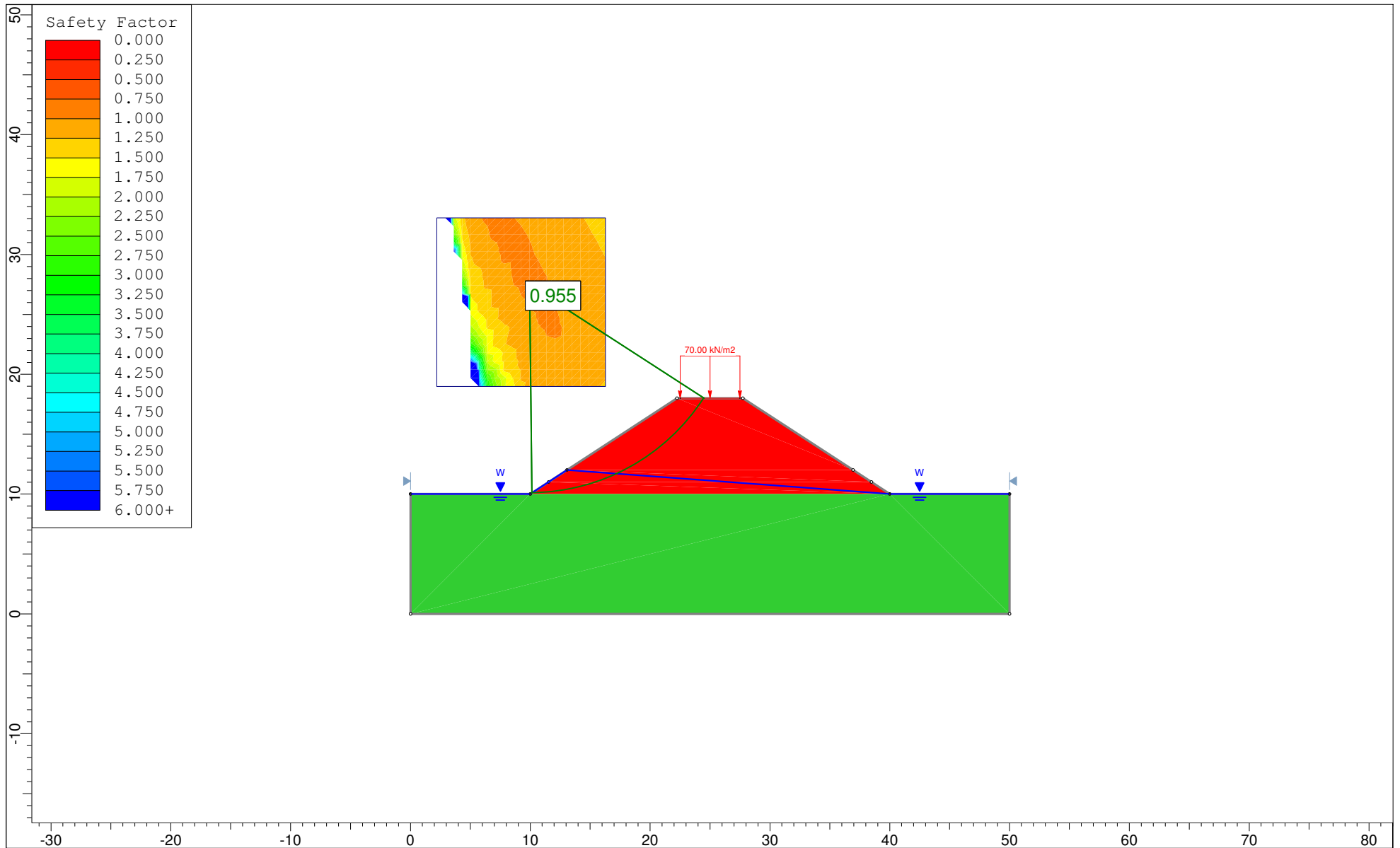
Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original




	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK70 - Análisis de Estabilidad Drenado		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:340.7	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017	File Name	PK70_Drenado.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

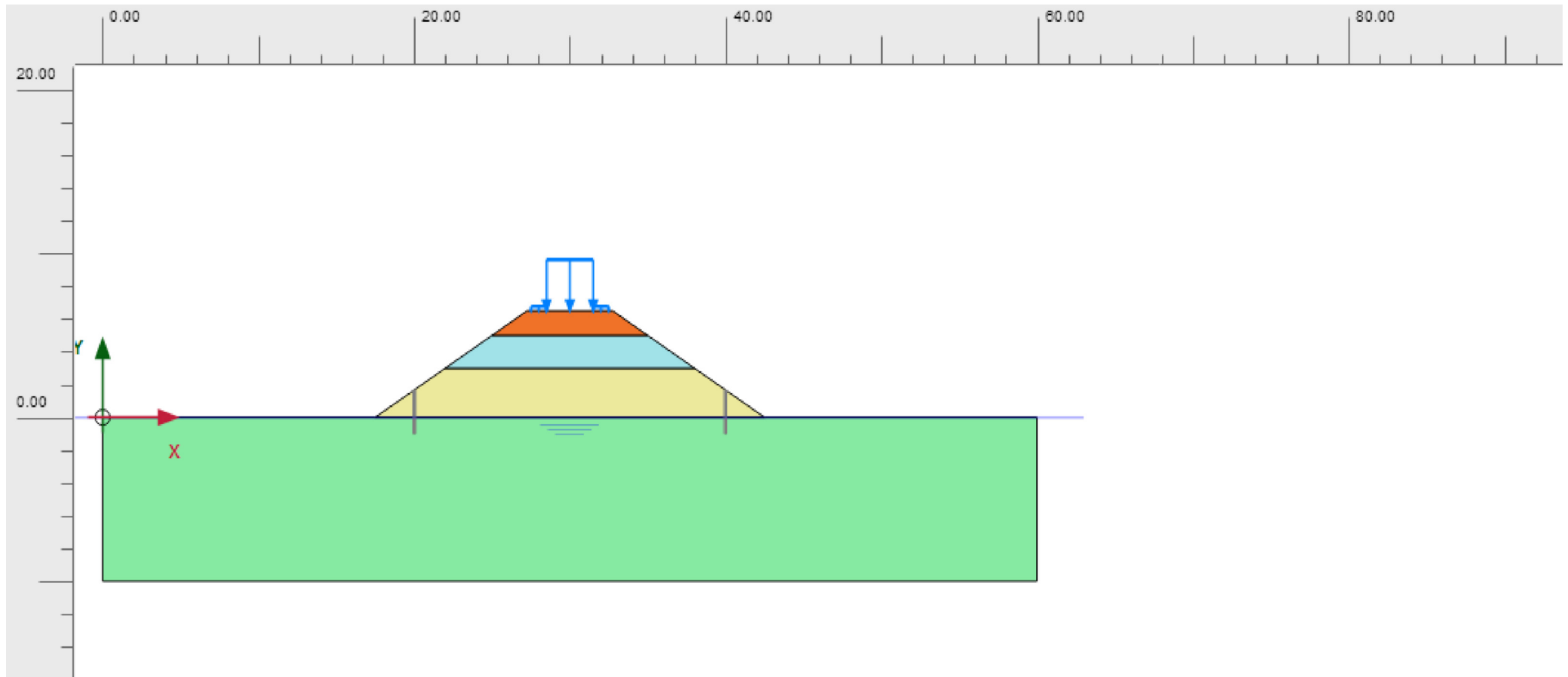
Anexo VI - Resultados de modelo Slide según diseño original

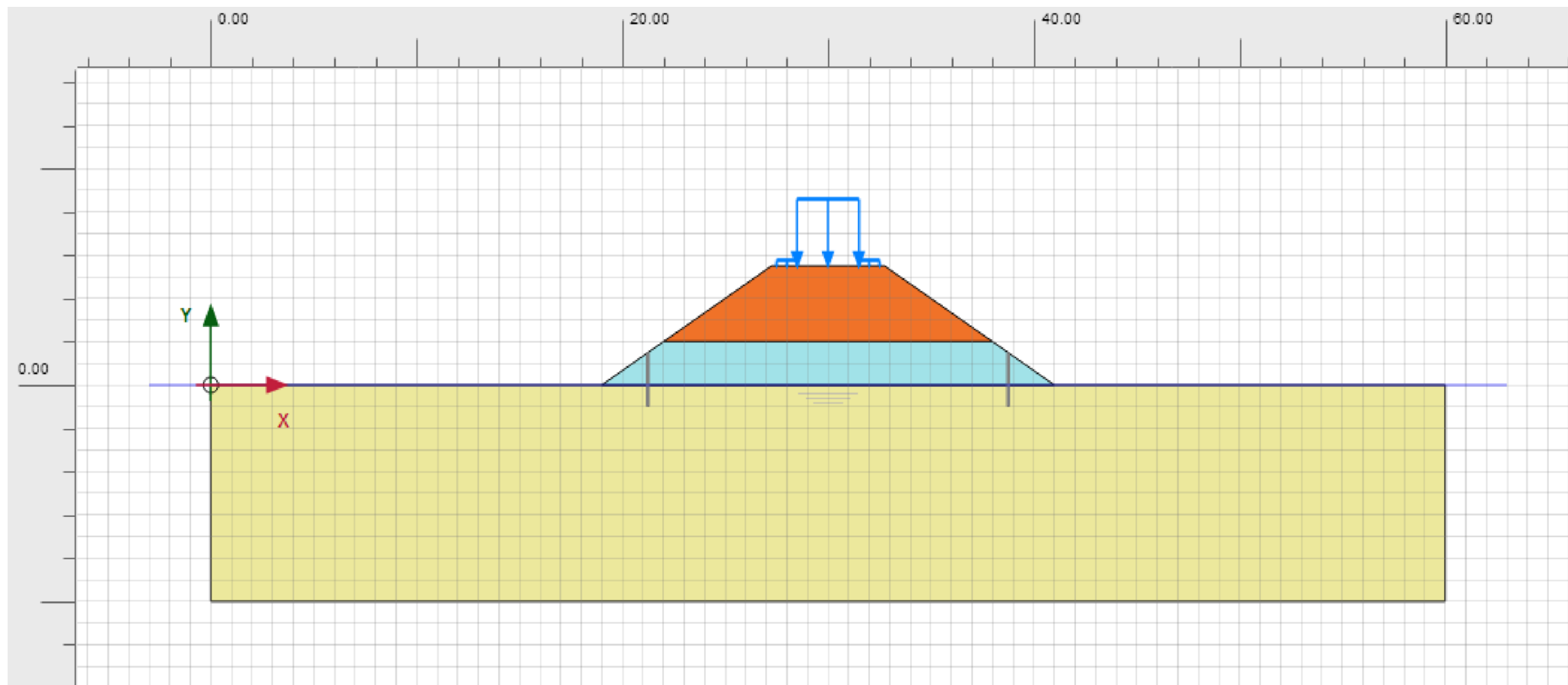


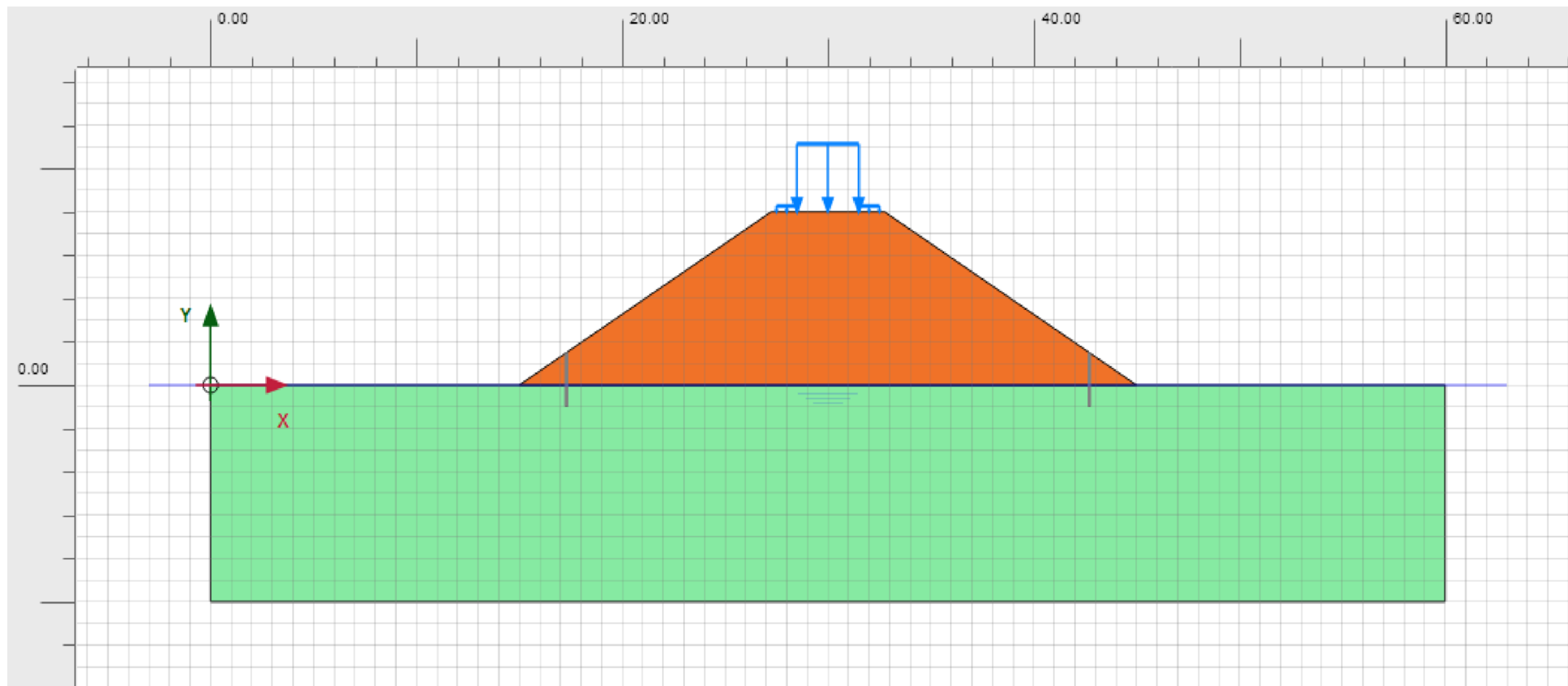
	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK70 - Análisis de Estabilidad Drenado con Lluvia		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:446.3	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017	File Name	PK70_Drenado_Lluvia.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

# **Anexo VII - Modelo en Plaxis según diseño original**

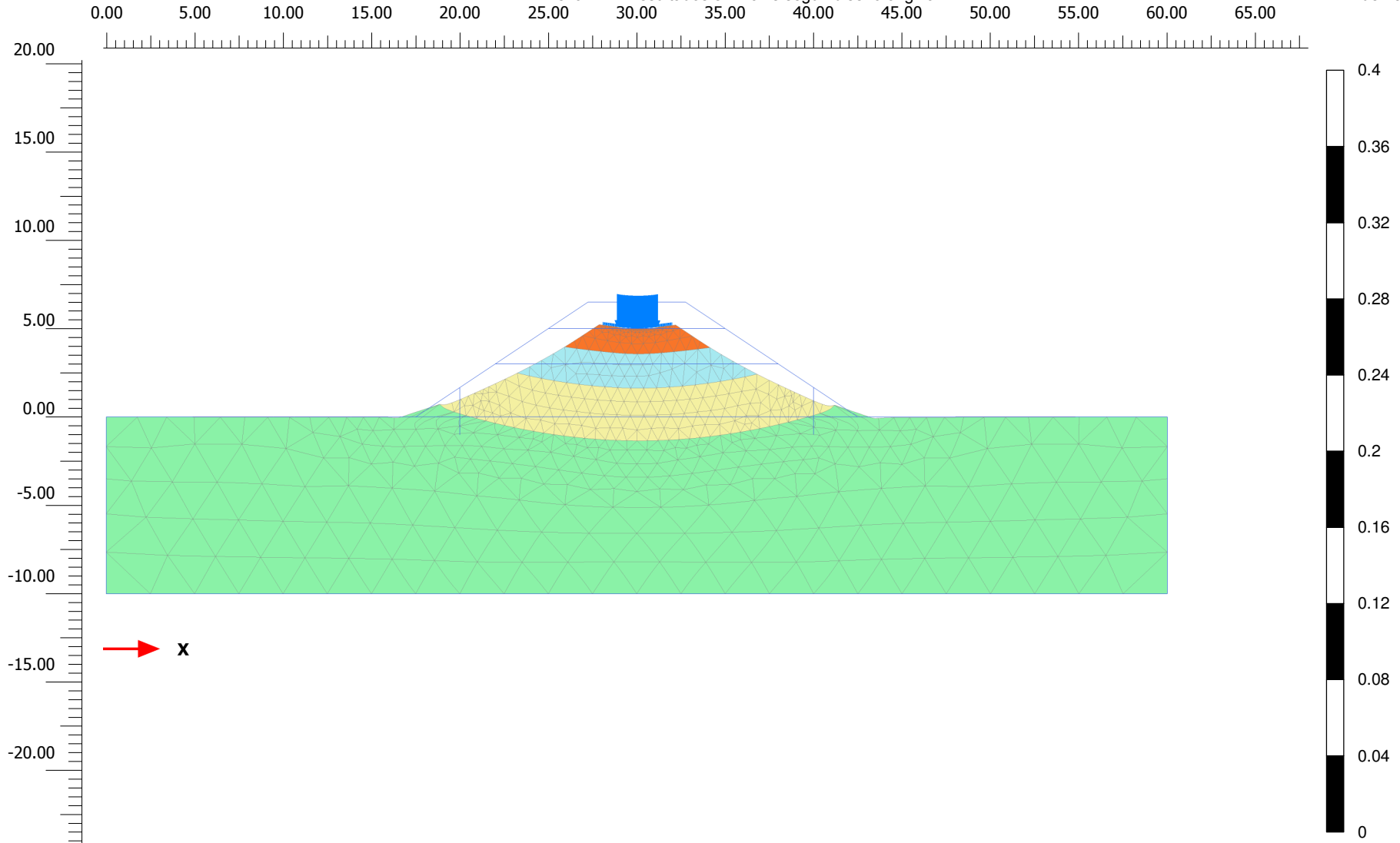






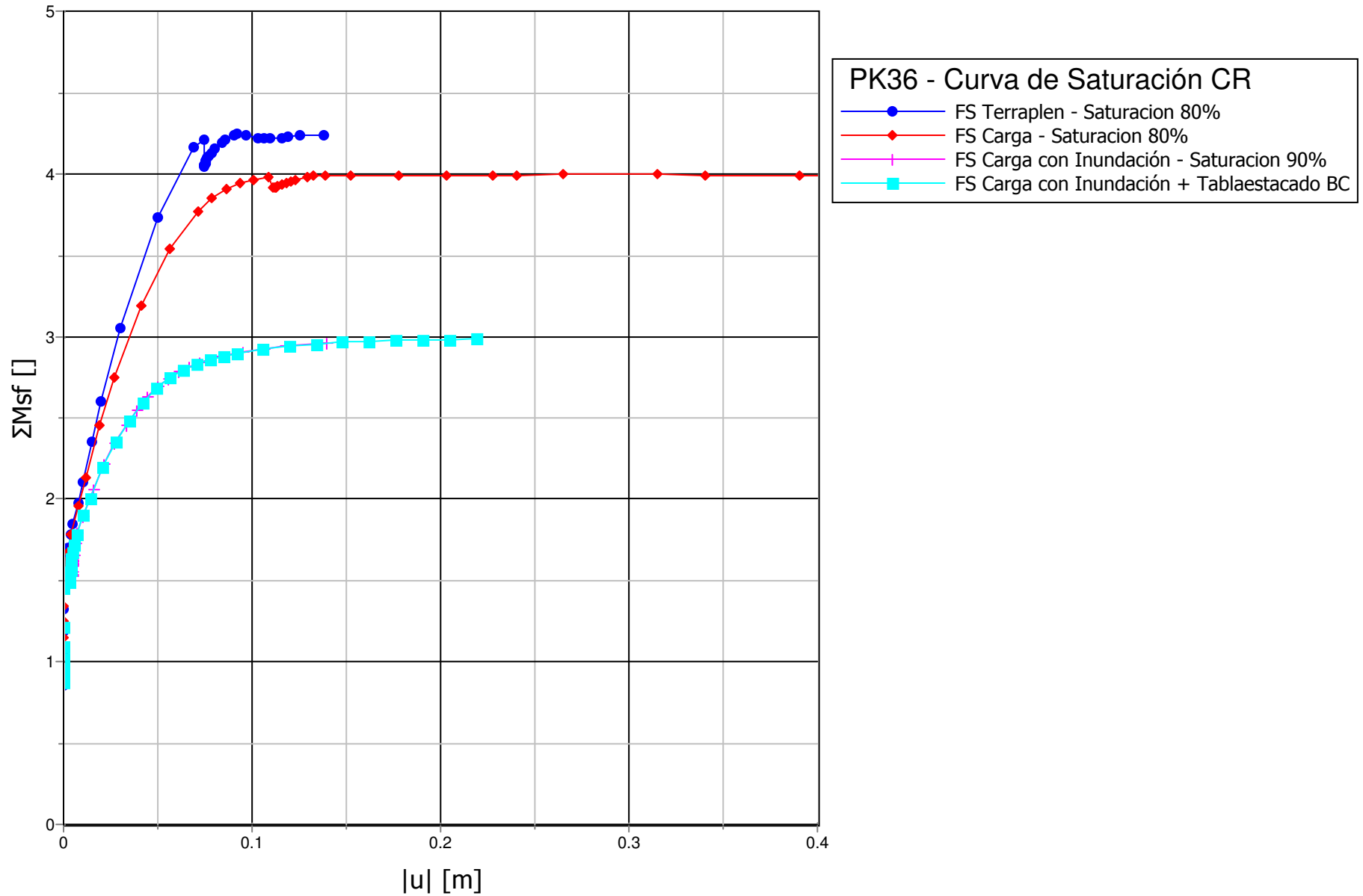
## **Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original**

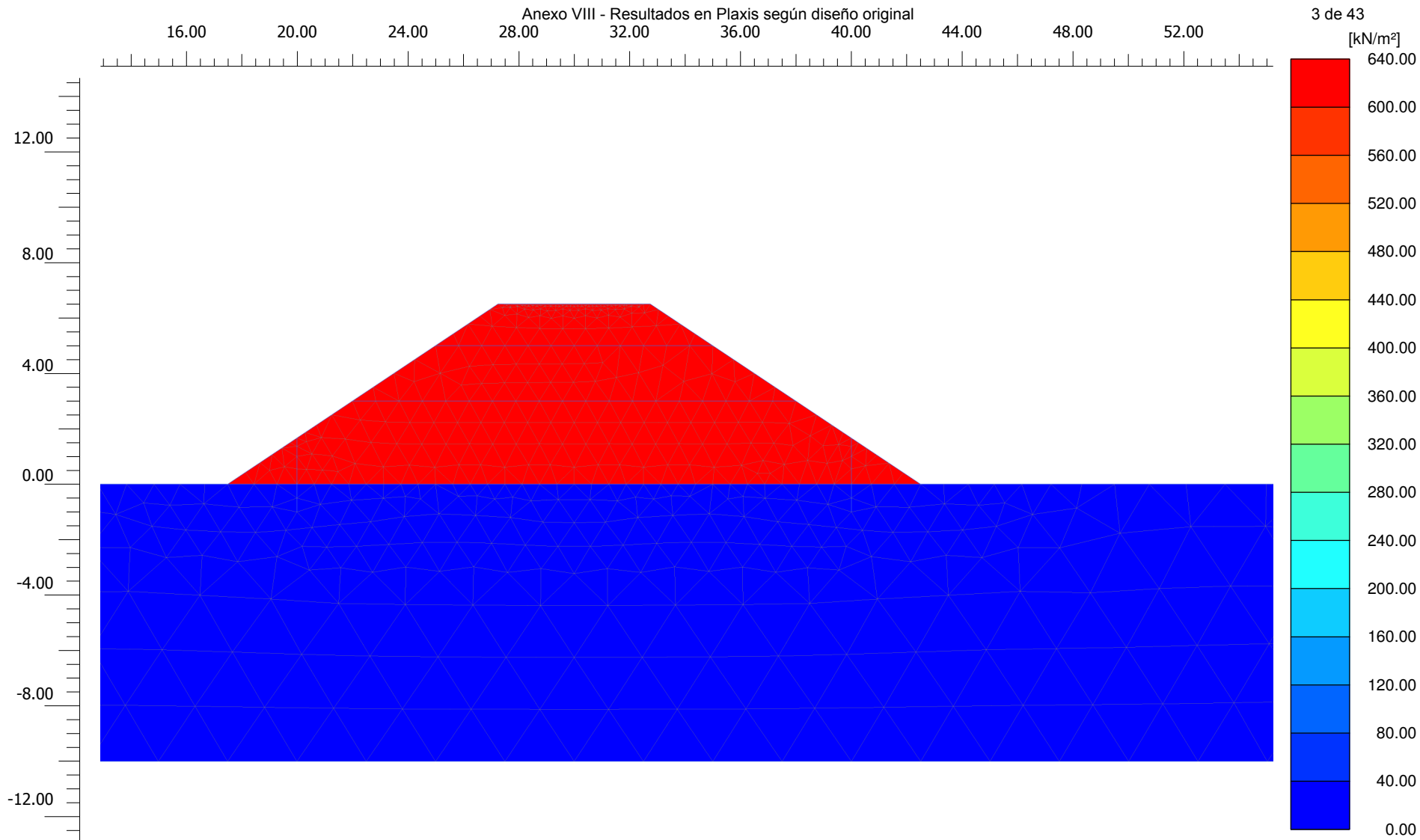




**Deformed mesh |u| (scaled up 100 times)**

Maximum value = 0.01533 m (Element 518 at Node 2615)

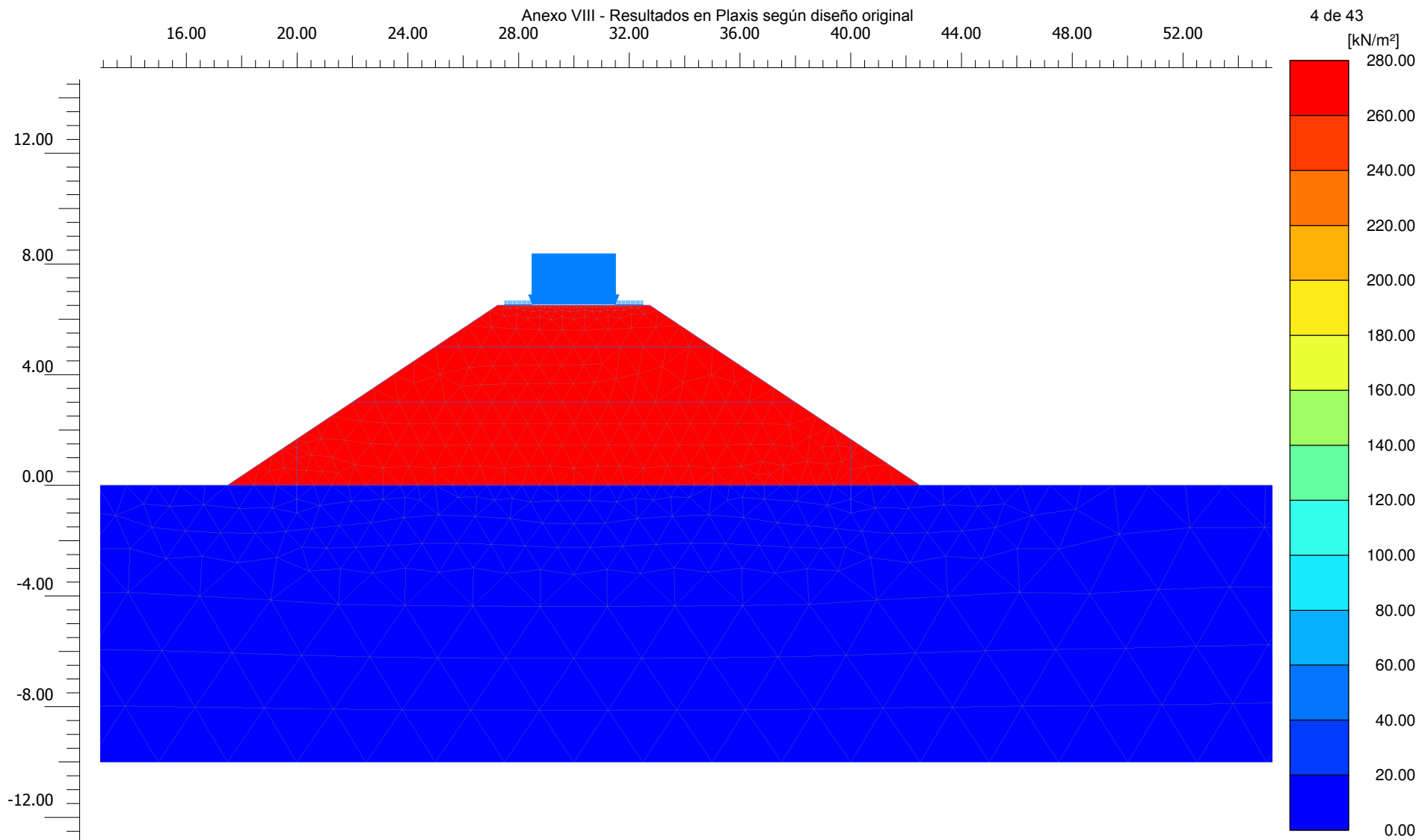




**Suction<sub>eff</sub>**

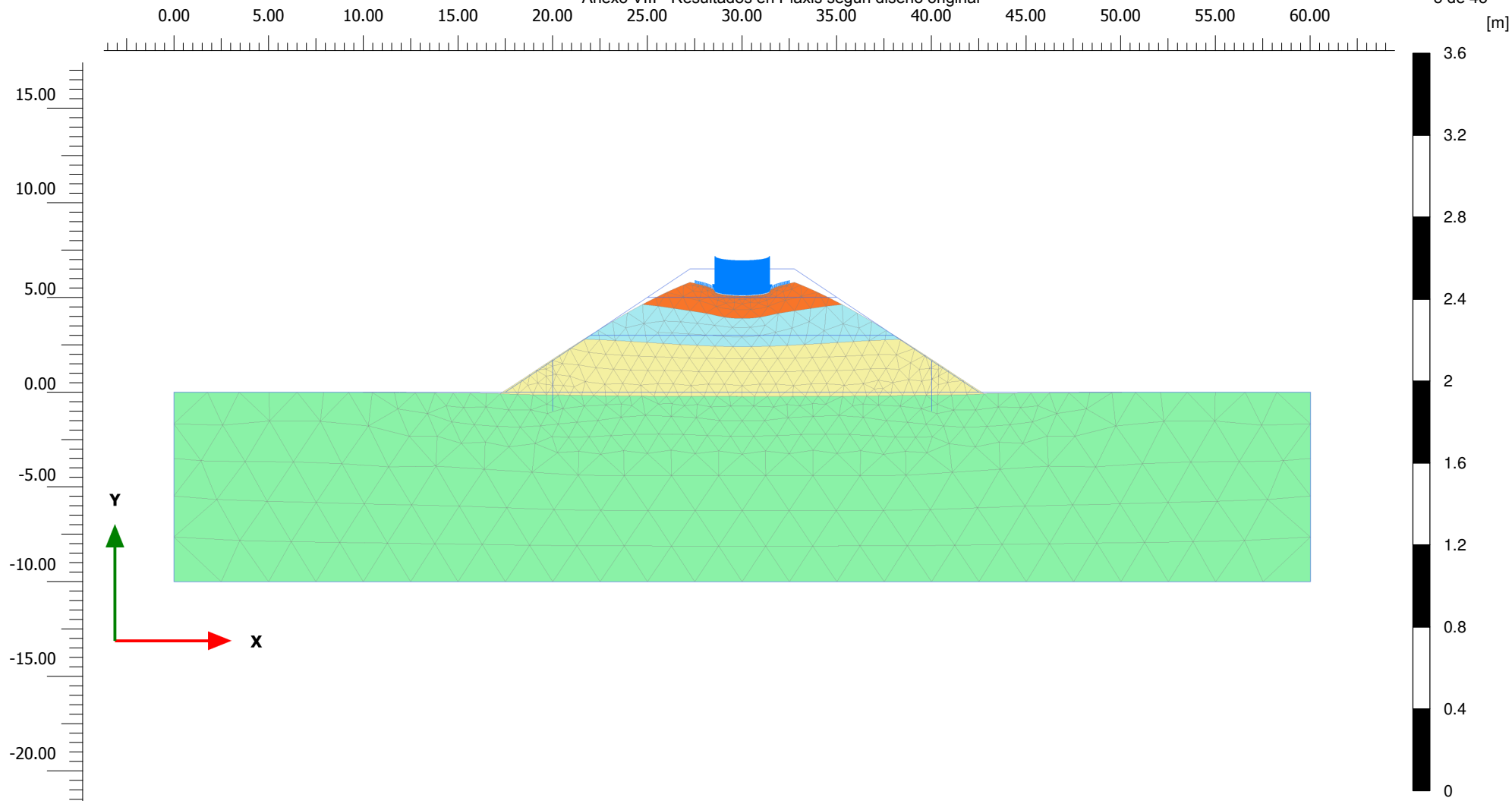
Maximum value = 635.9 kN/m<sup>2</sup> (Element 364 at Node 3649)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)



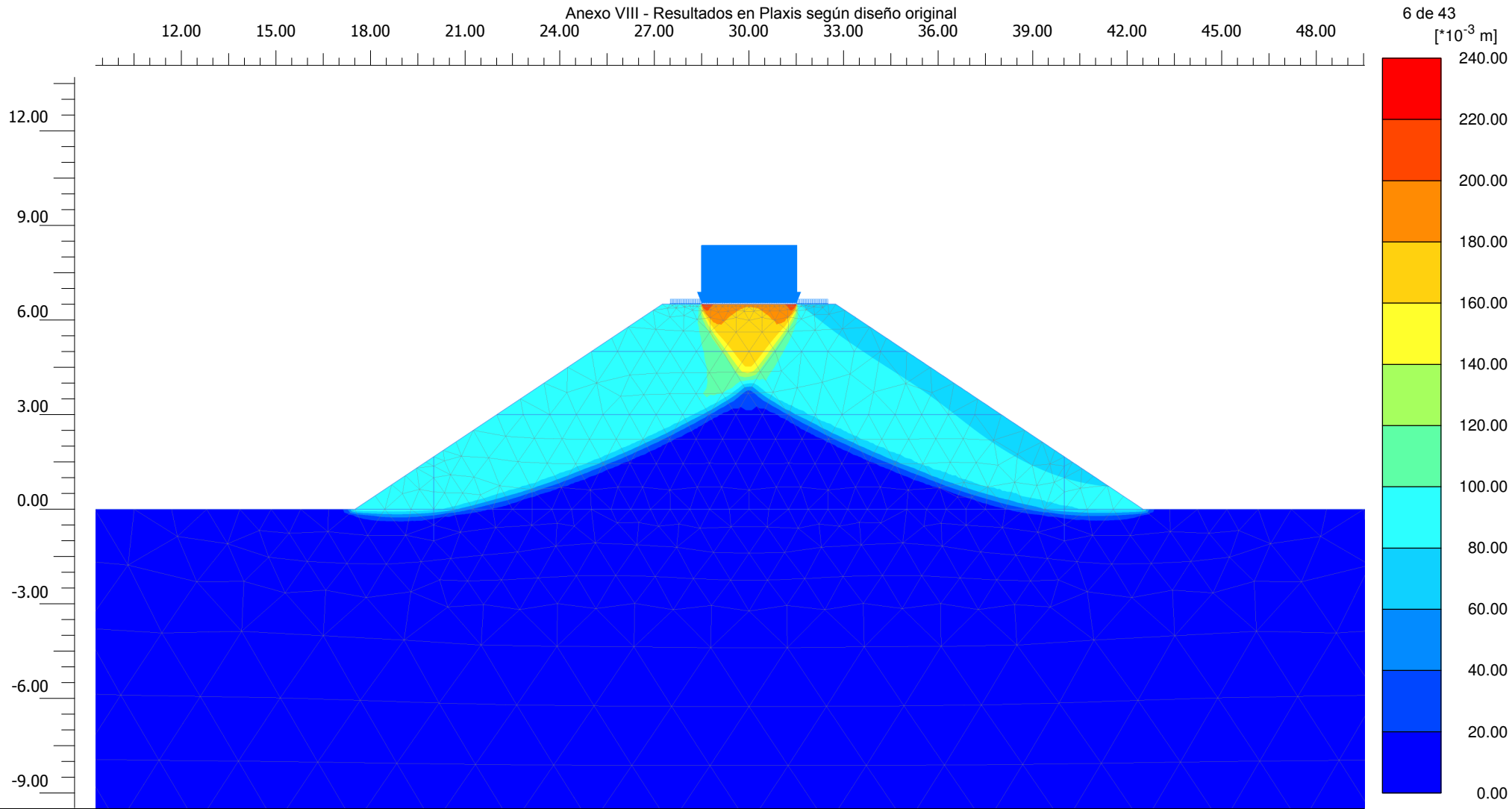
**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 267.8 kN/m<sup>2</sup> (Element 5 at Node 7937)  
 Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)



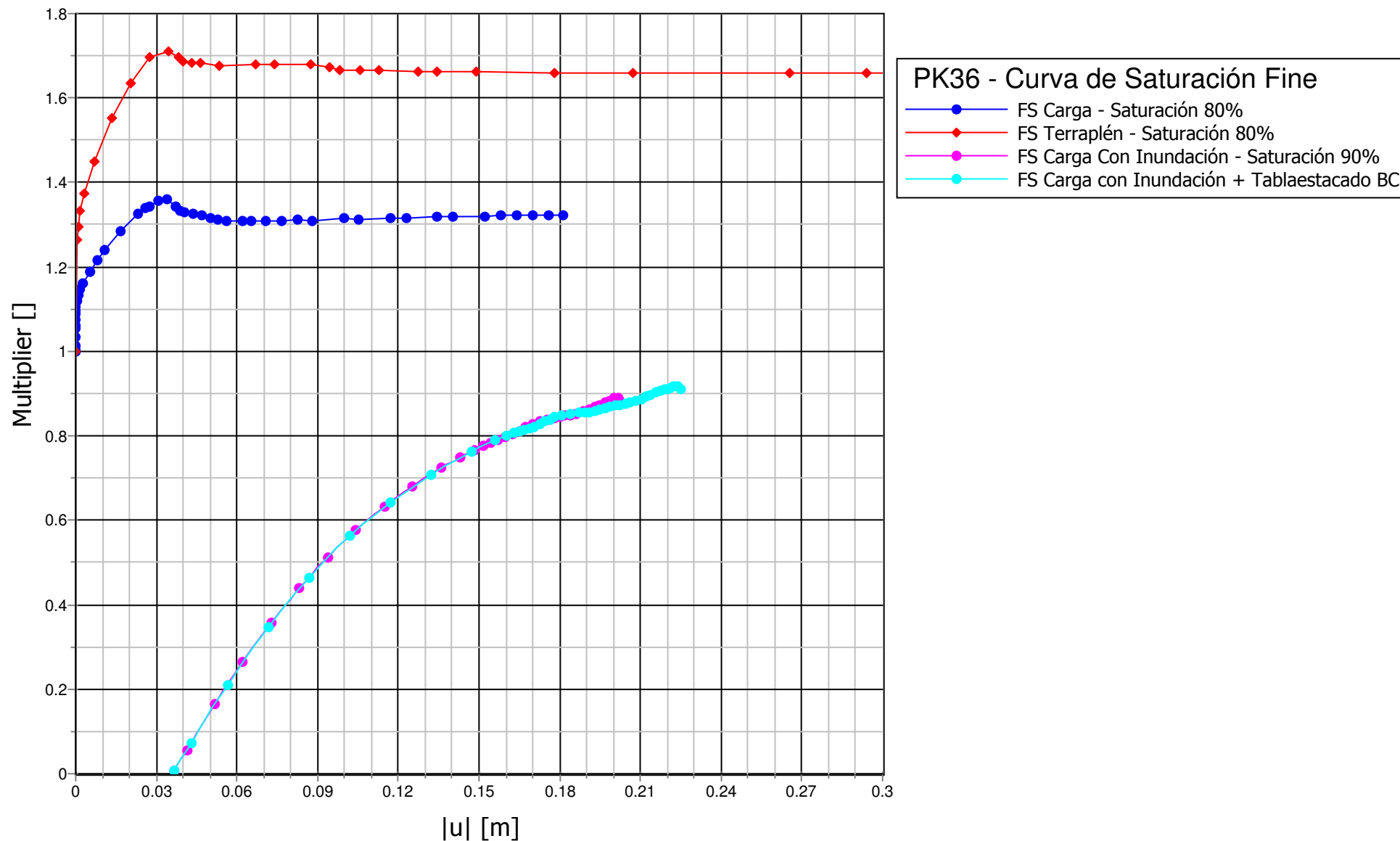
**Deformed mesh |u| (scaled up 10.0 times)**

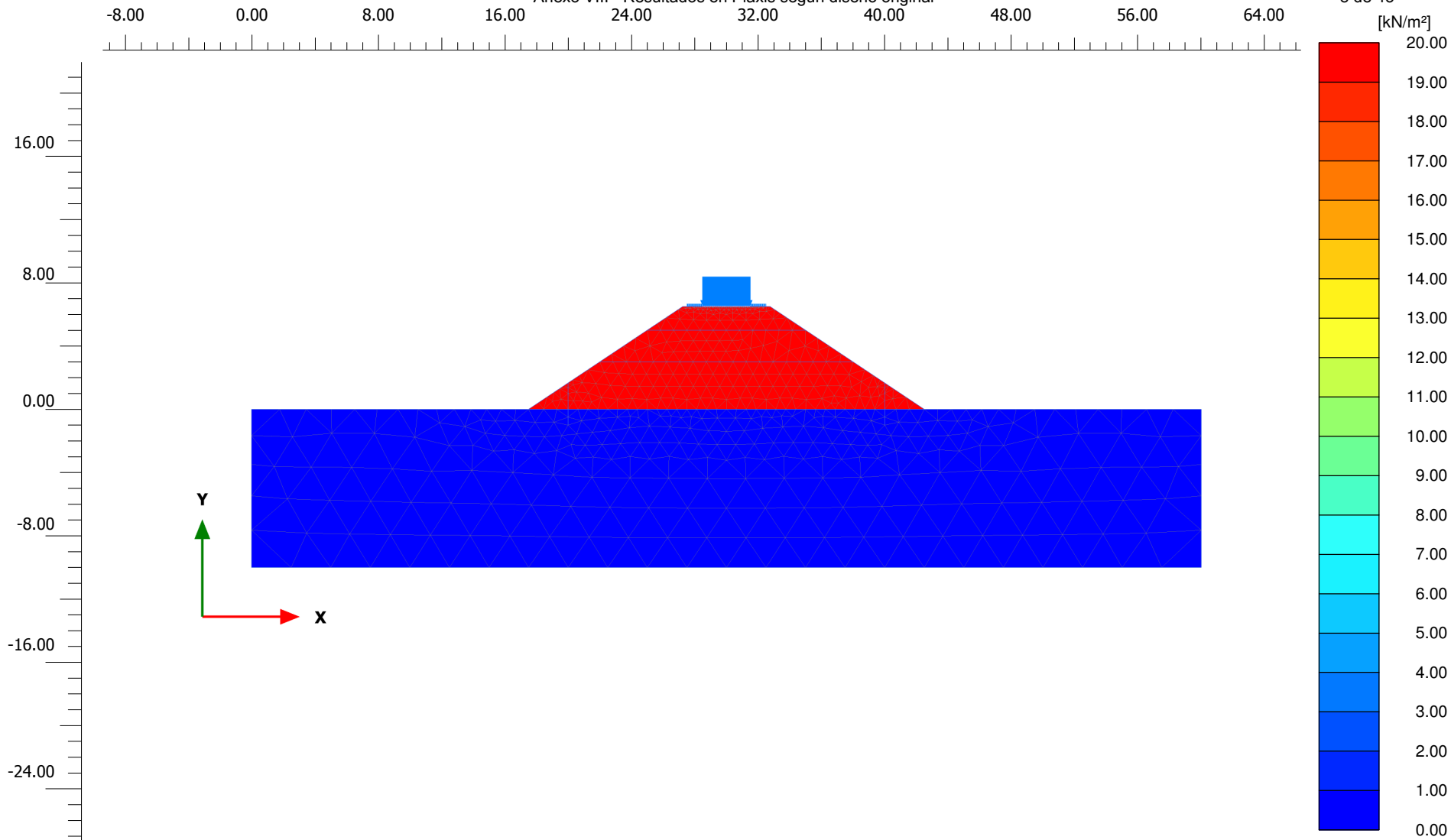
Maximum value = 0.1424 m (Element 215 at Node 7306)



**Total displacements |u|**

Maximum value = 0.2250 m (Element 184 at Node 6296)



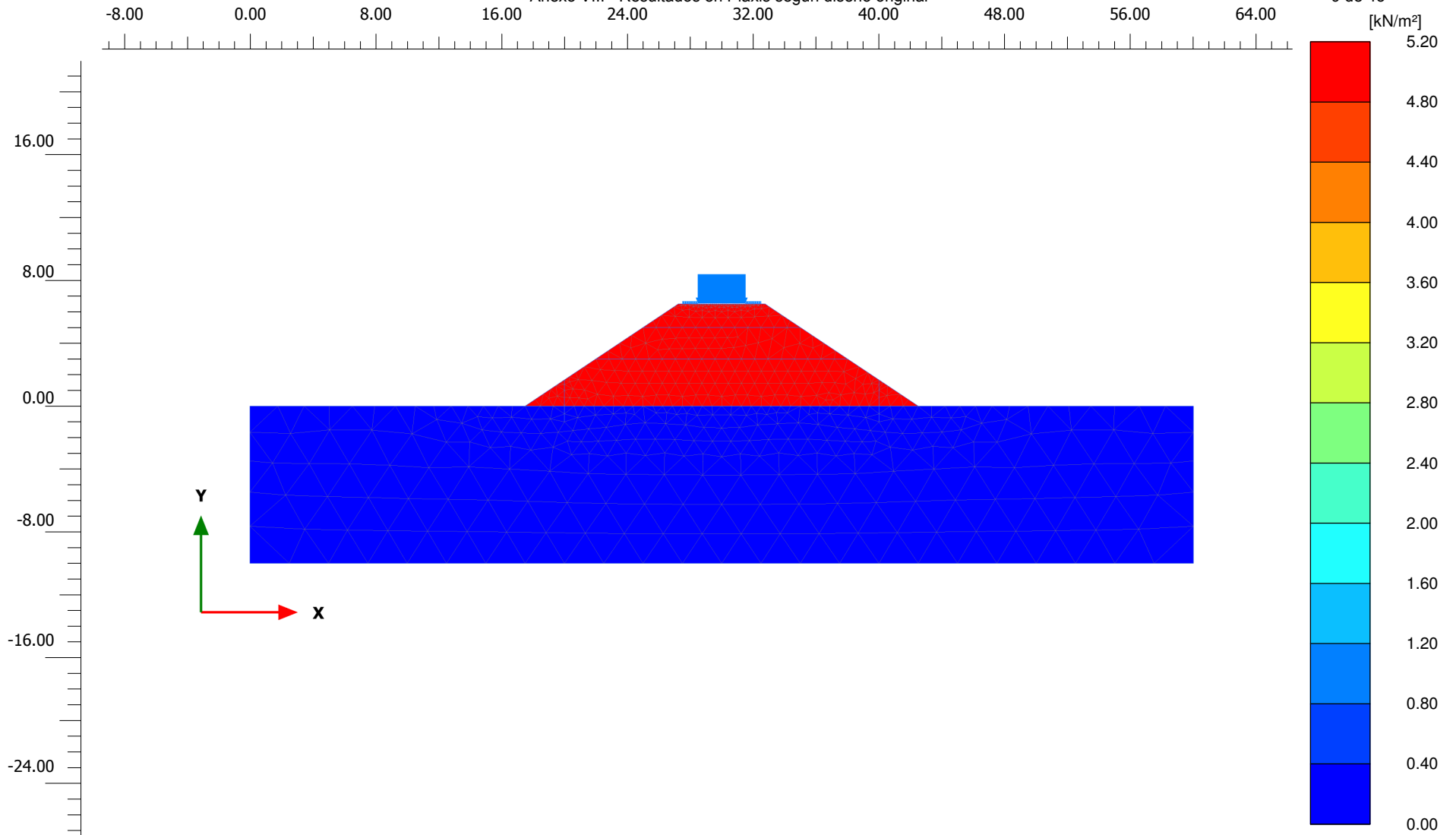


**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 19.08 kN/m<sup>2</sup> (Element 313 at Node 6699)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)

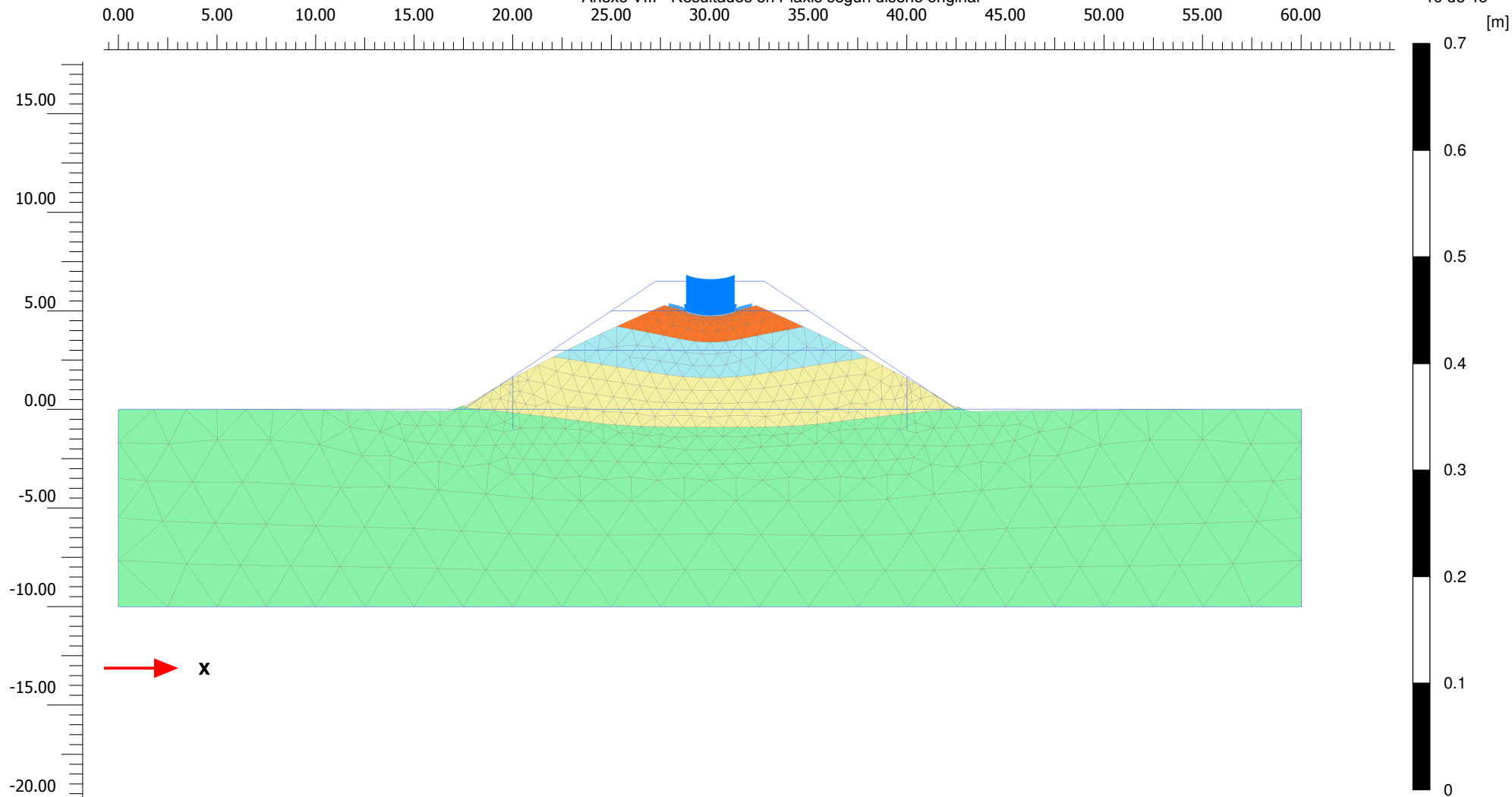




**Suction<sub>eff</sub>**

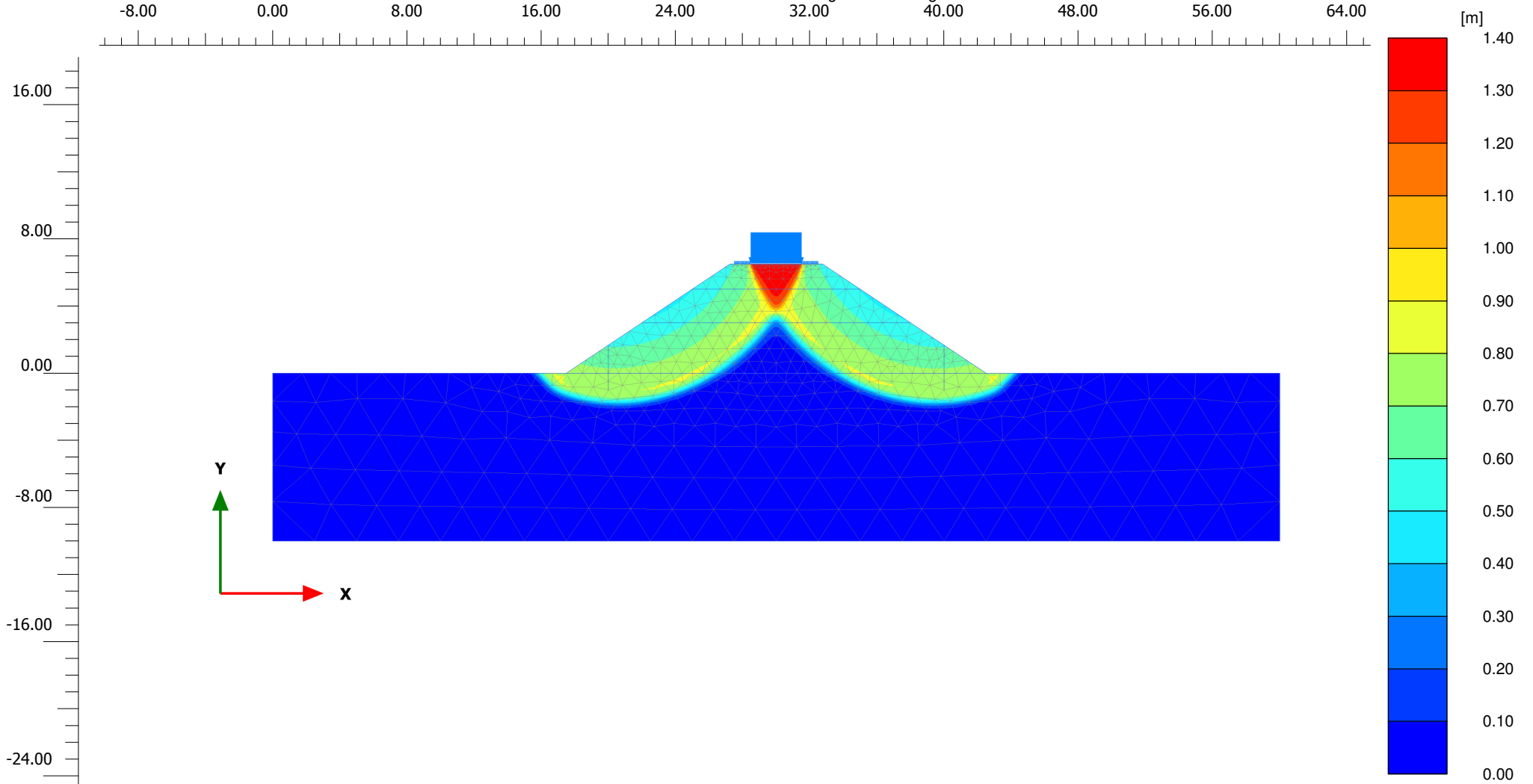
Maximum value = 5.054 kN/m<sup>2</sup> (Element 61 at Node 7573)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)



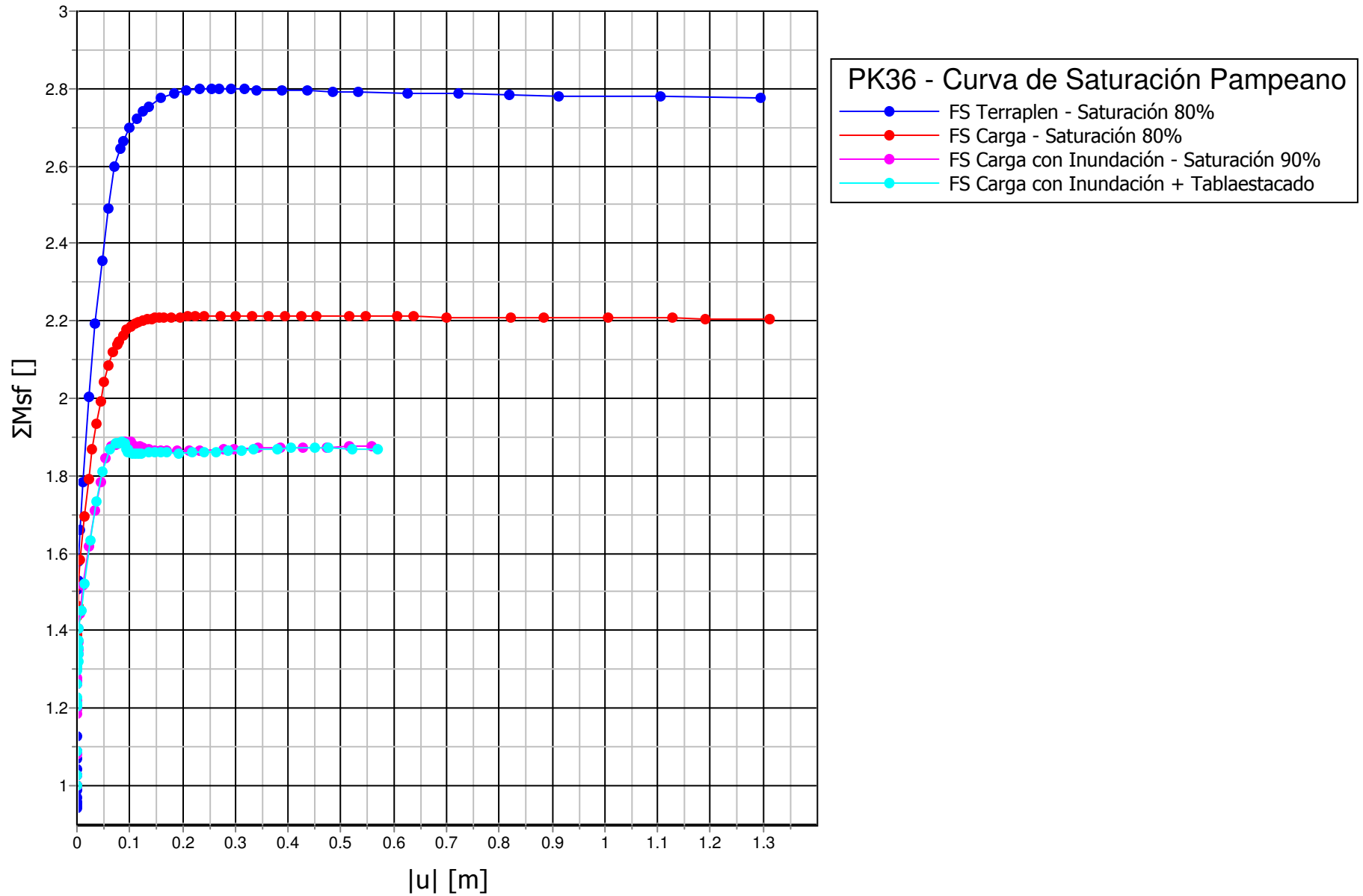
**Deformed mesh |u| (scaled up 50.0 times)**

Maximum value = 0.03548 m (Element 215 at Node 7306)

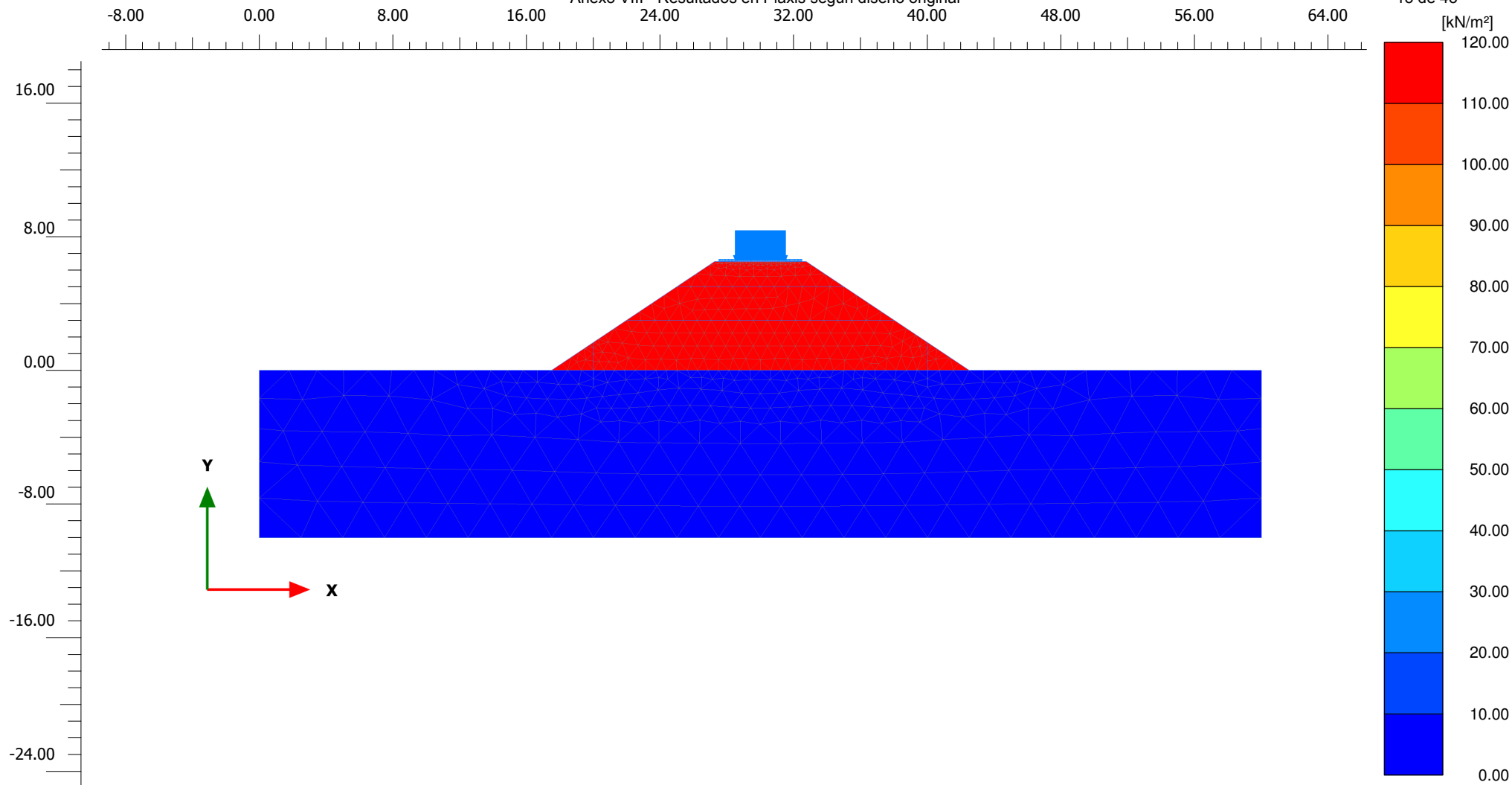


**Total displacements |u|**

Maximum value = 1.312 m (Element 125 at Node 7619)



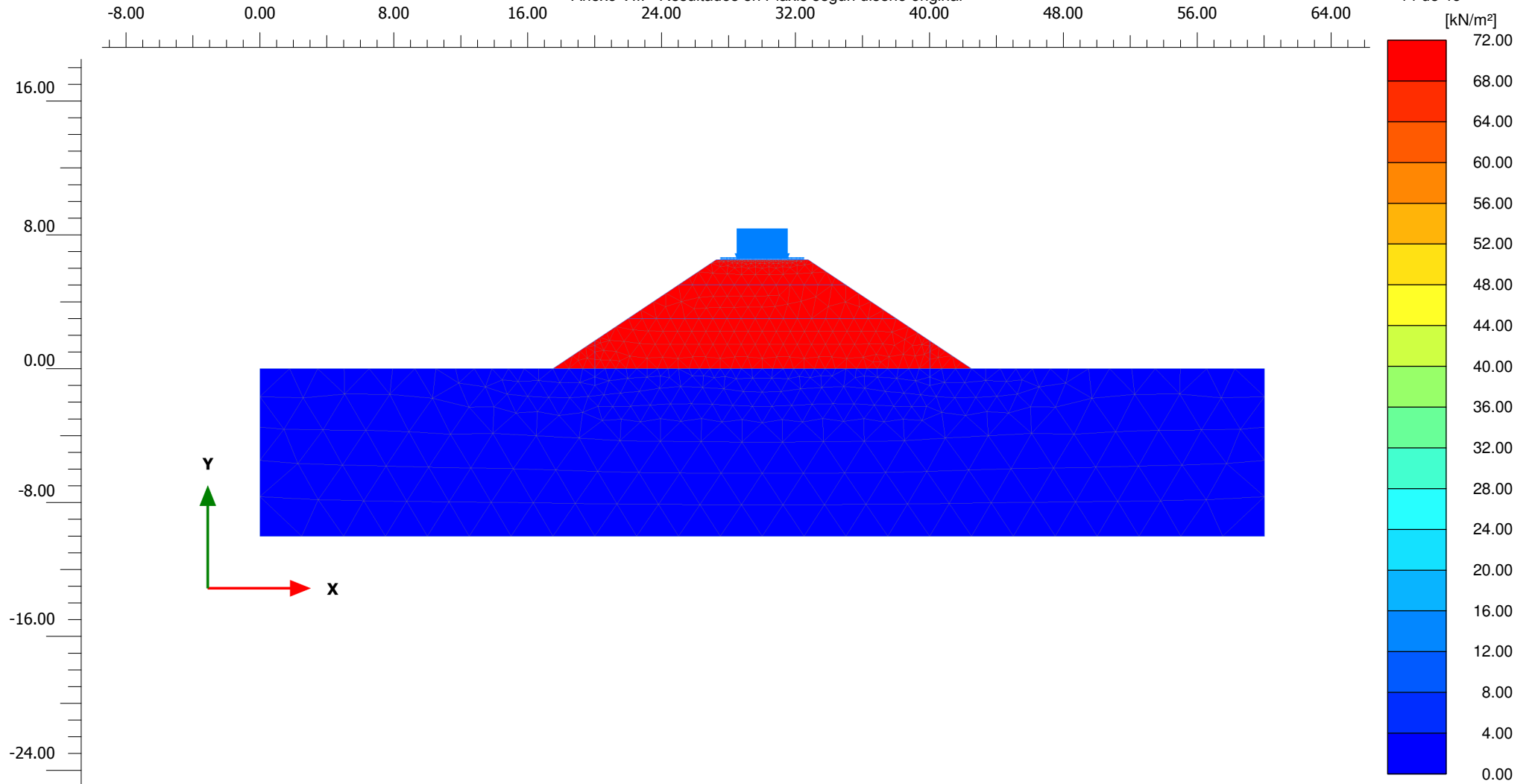
Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original



**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 115.2 kN/m<sup>2</sup> (Element 438 at Node 2828)

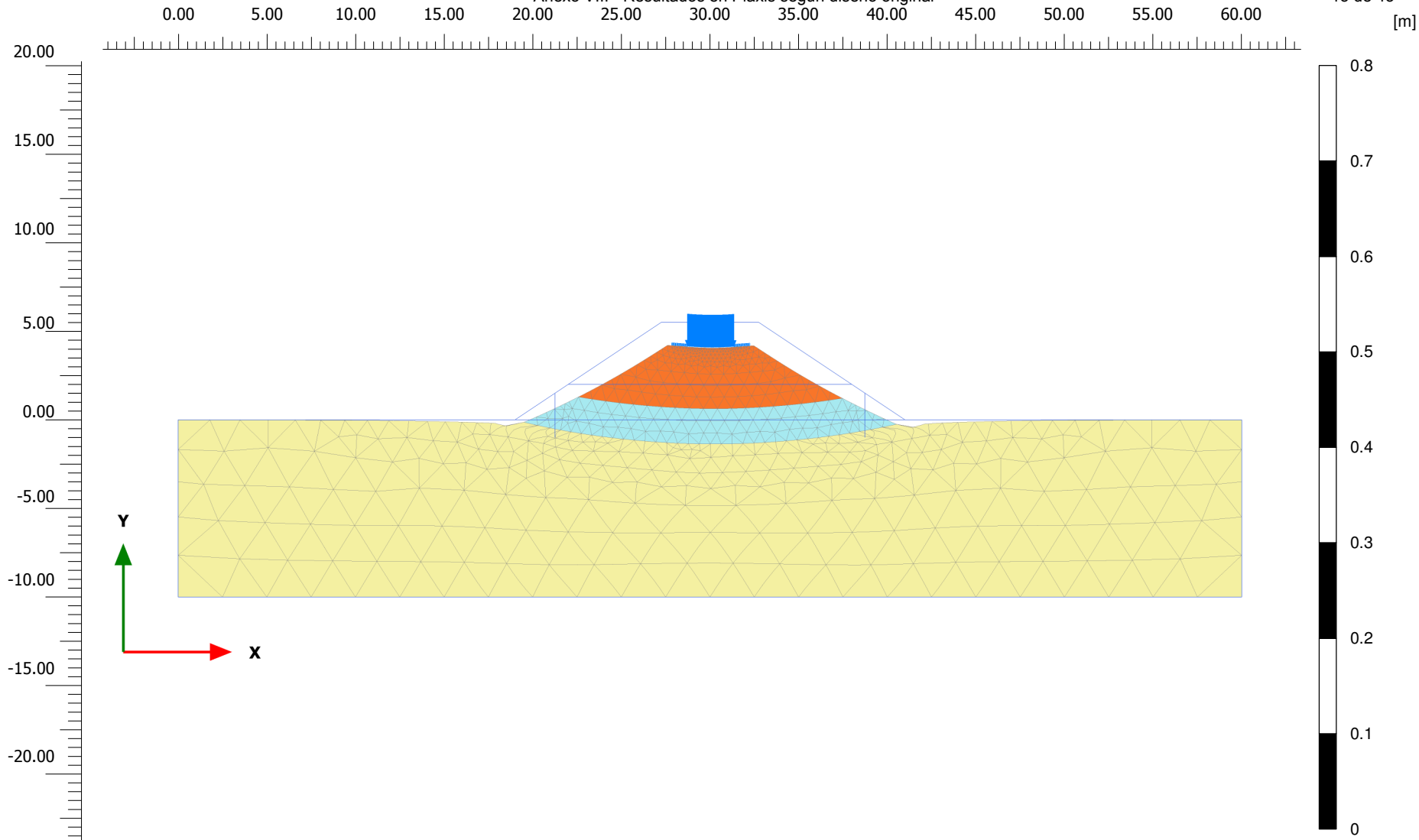
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)



**Suction<sub>eff</sub>**

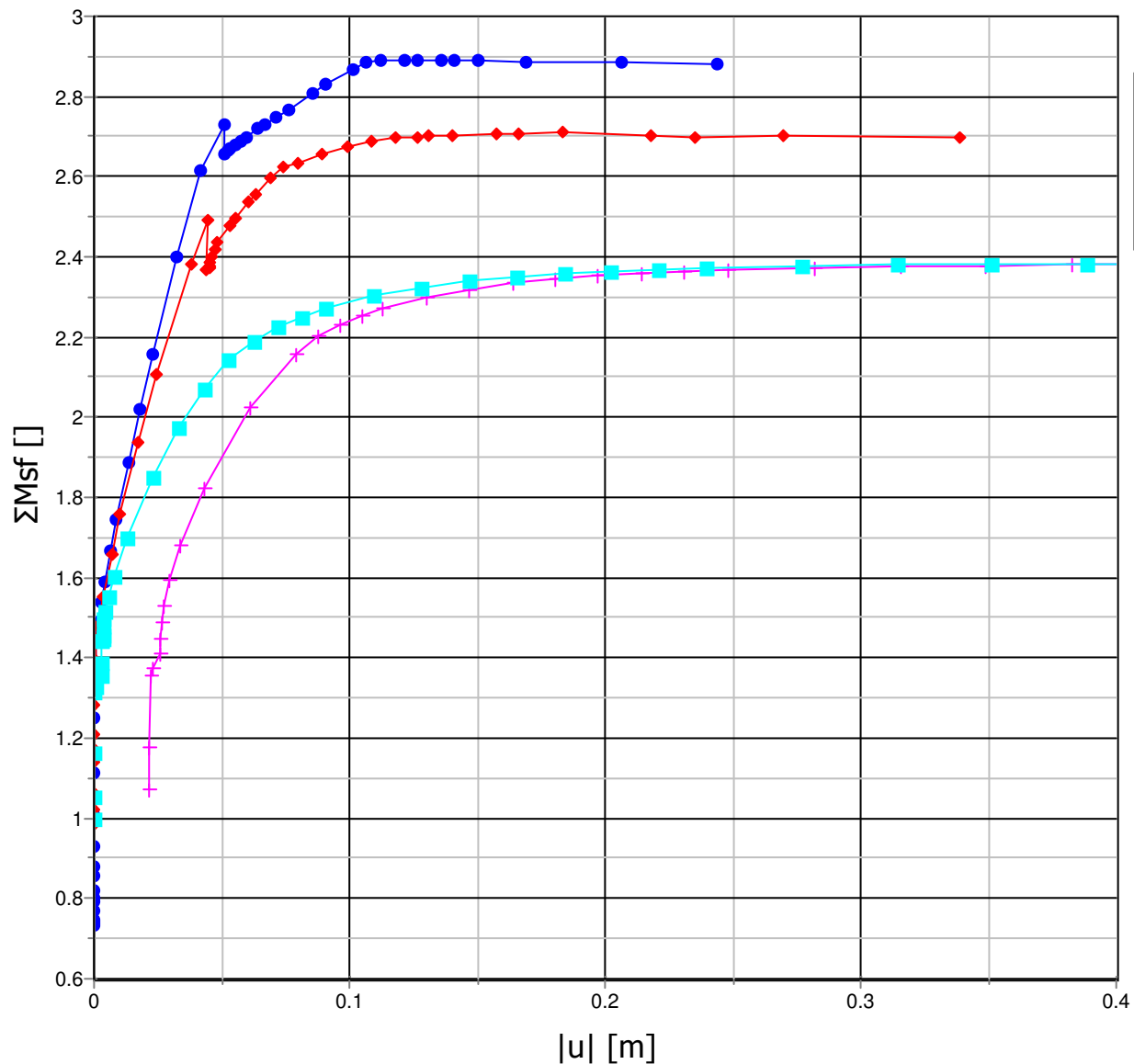
Maximum value = 69.42 kN/m<sup>2</sup> (Element 9 at Node 6751)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 546 at Node 1829)



**Deformed mesh |u| (scaled up 50.0 times)**

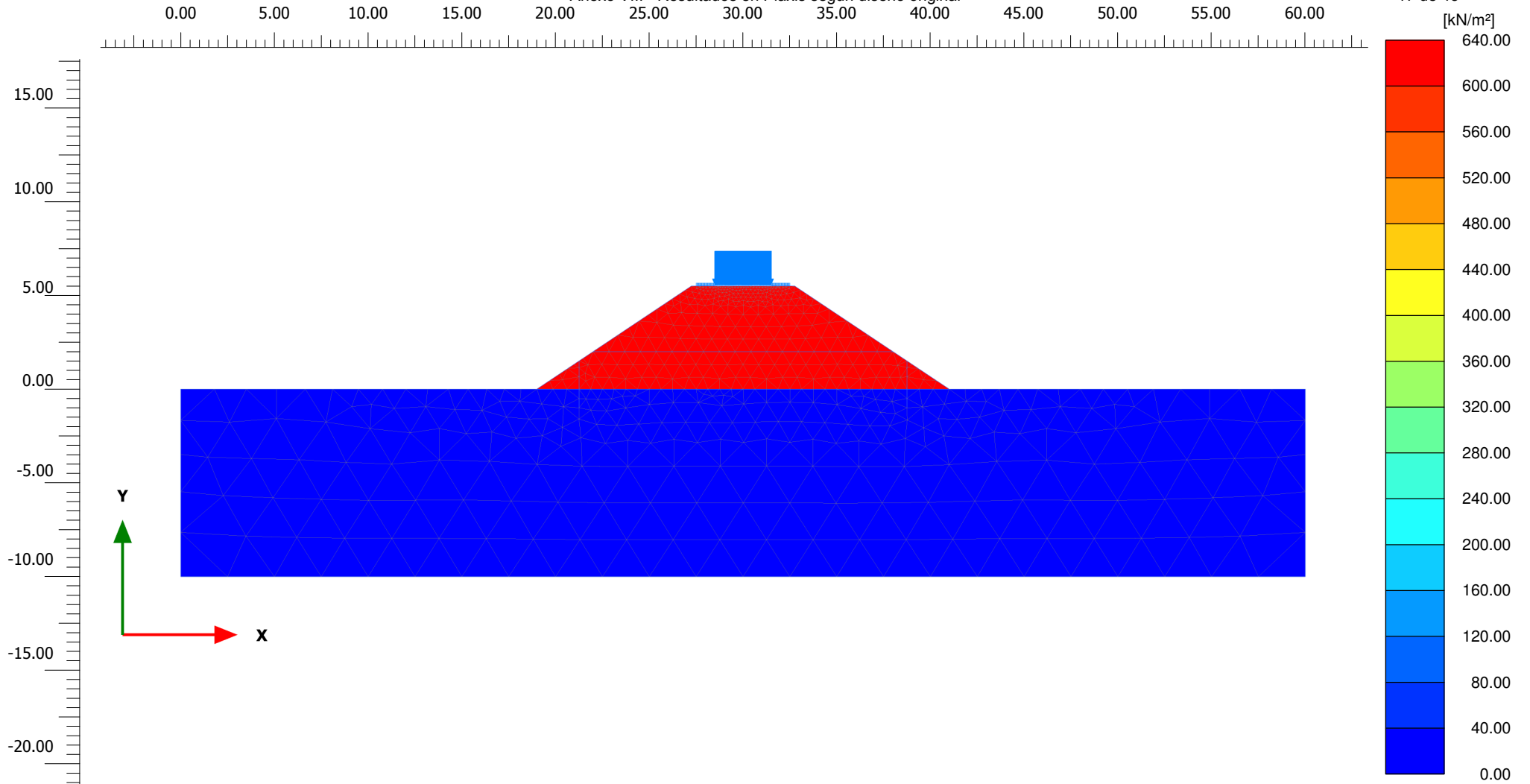
Maximum value = 0.02883 m (Element 441 at Node 7543)



**PK 46 - Curva de Saturación CR**

- FS Terraplén - Saturación 80%
- FS Carga - Saturación 80%
- FS Carga con Inundación - Saturación 90%
- FS Carga con Inundación + Tablaestacado BC

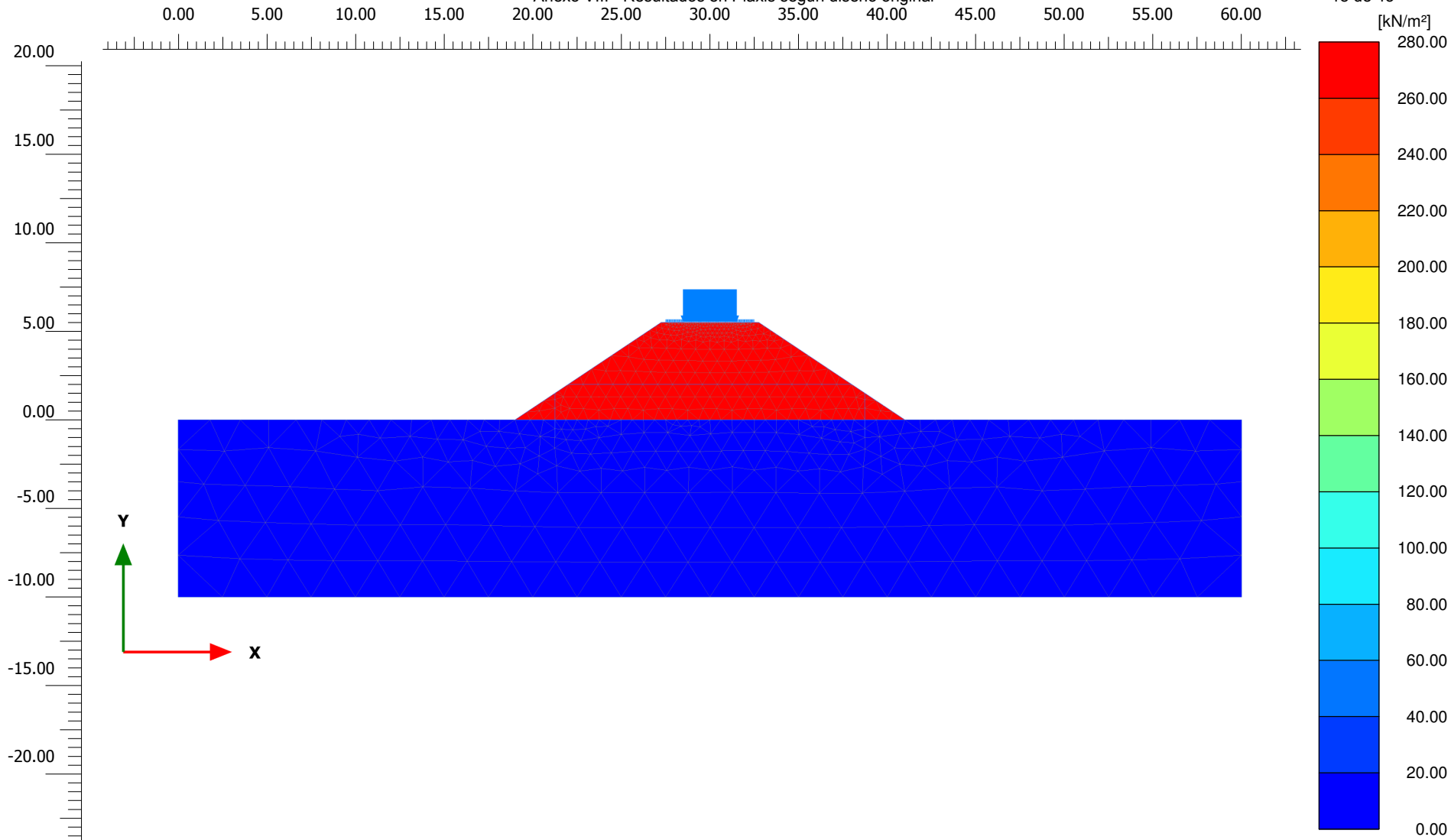




**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 635.9  $\text{kN/m}^2$  (Element 96 at Node 6992)

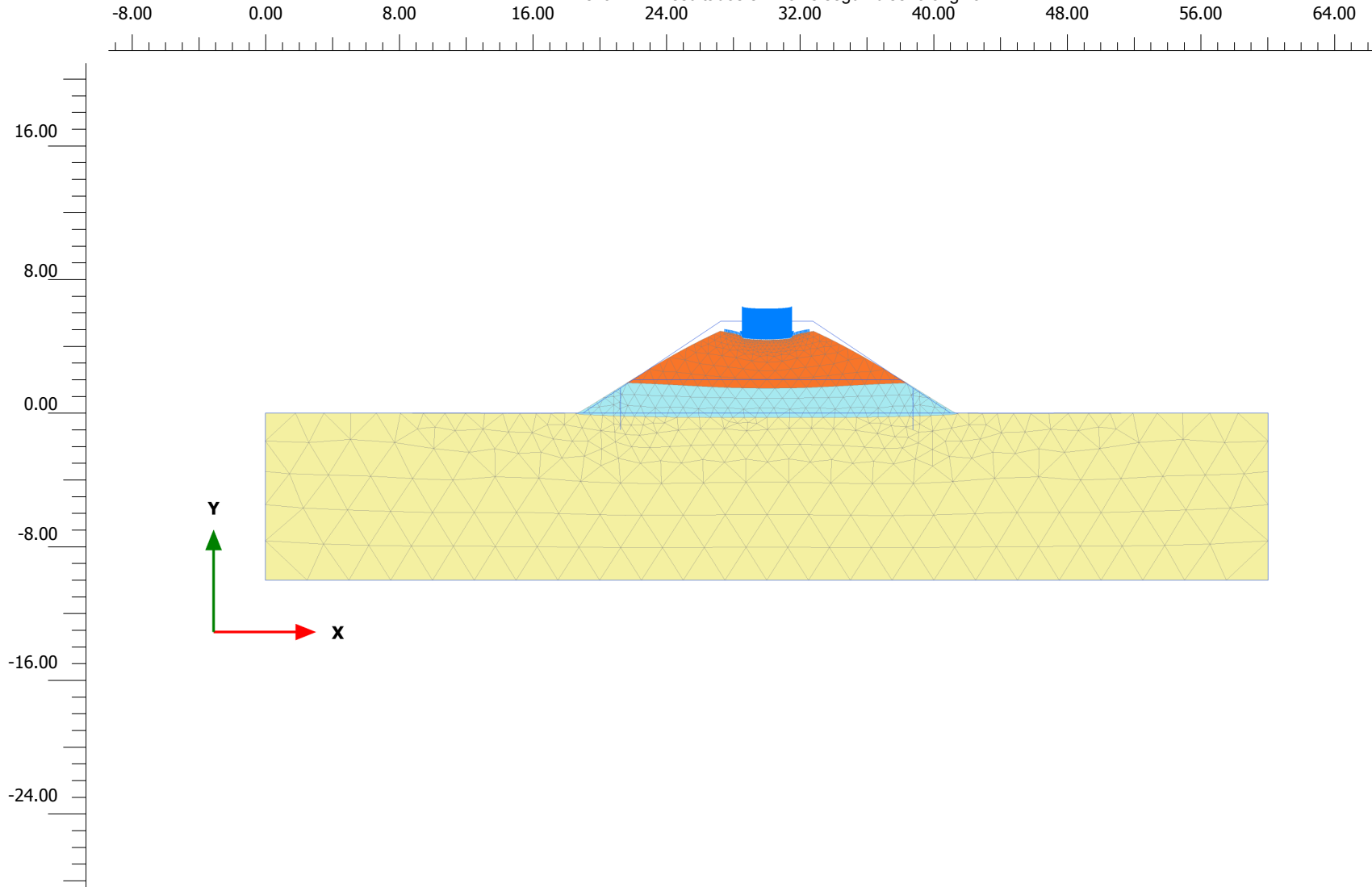
Minimum value = 0.000  $\text{kN/m}^2$  (Element 626 at Node 26)



**Suction<sub>eff</sub>**

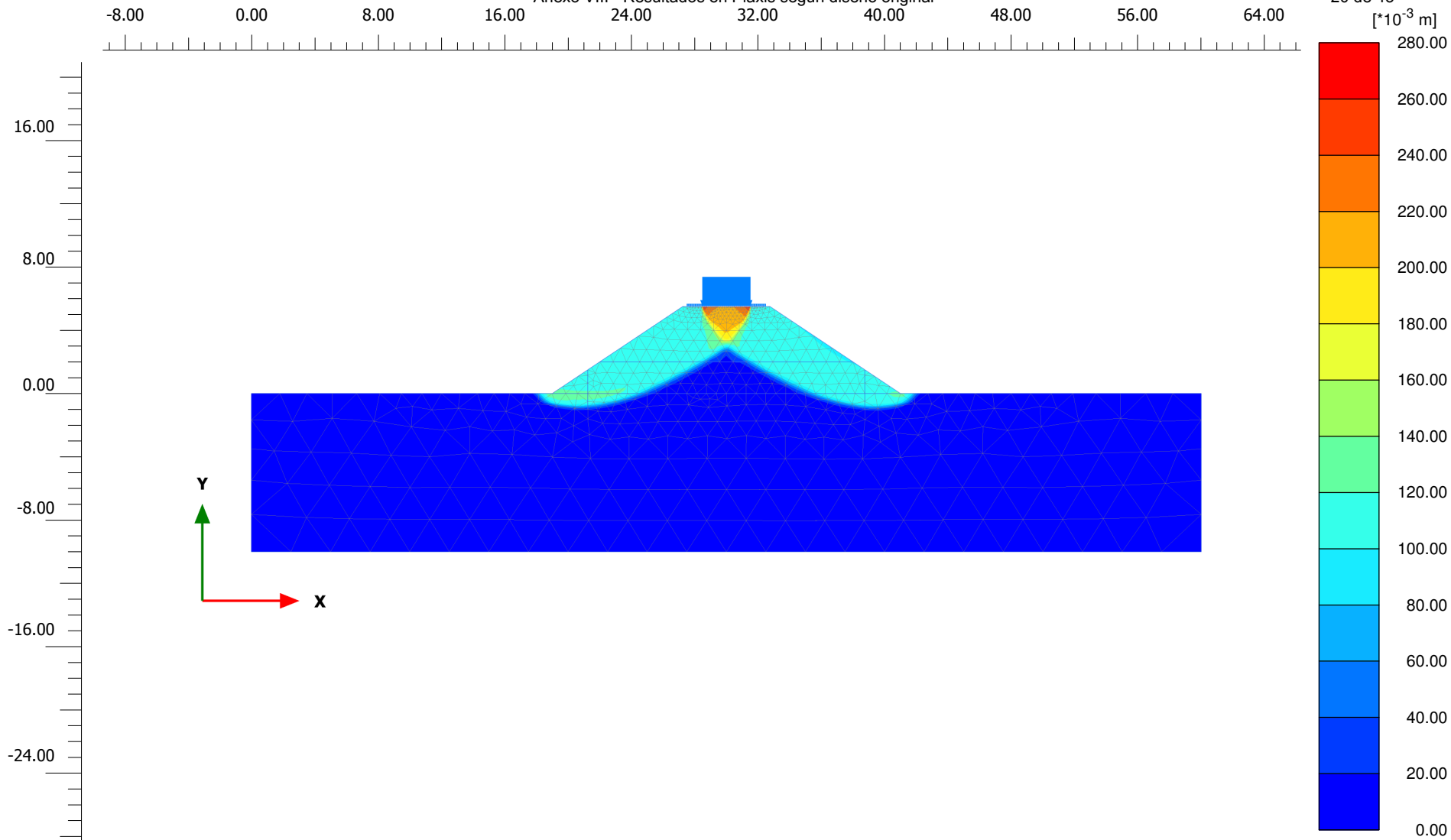
Maximum value = 267.8 kN/m<sup>2</sup> (Element 10 at Node 7343)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 626 at Node 26)



**Deformed mesh |u| (scaled up 5.00 times)**

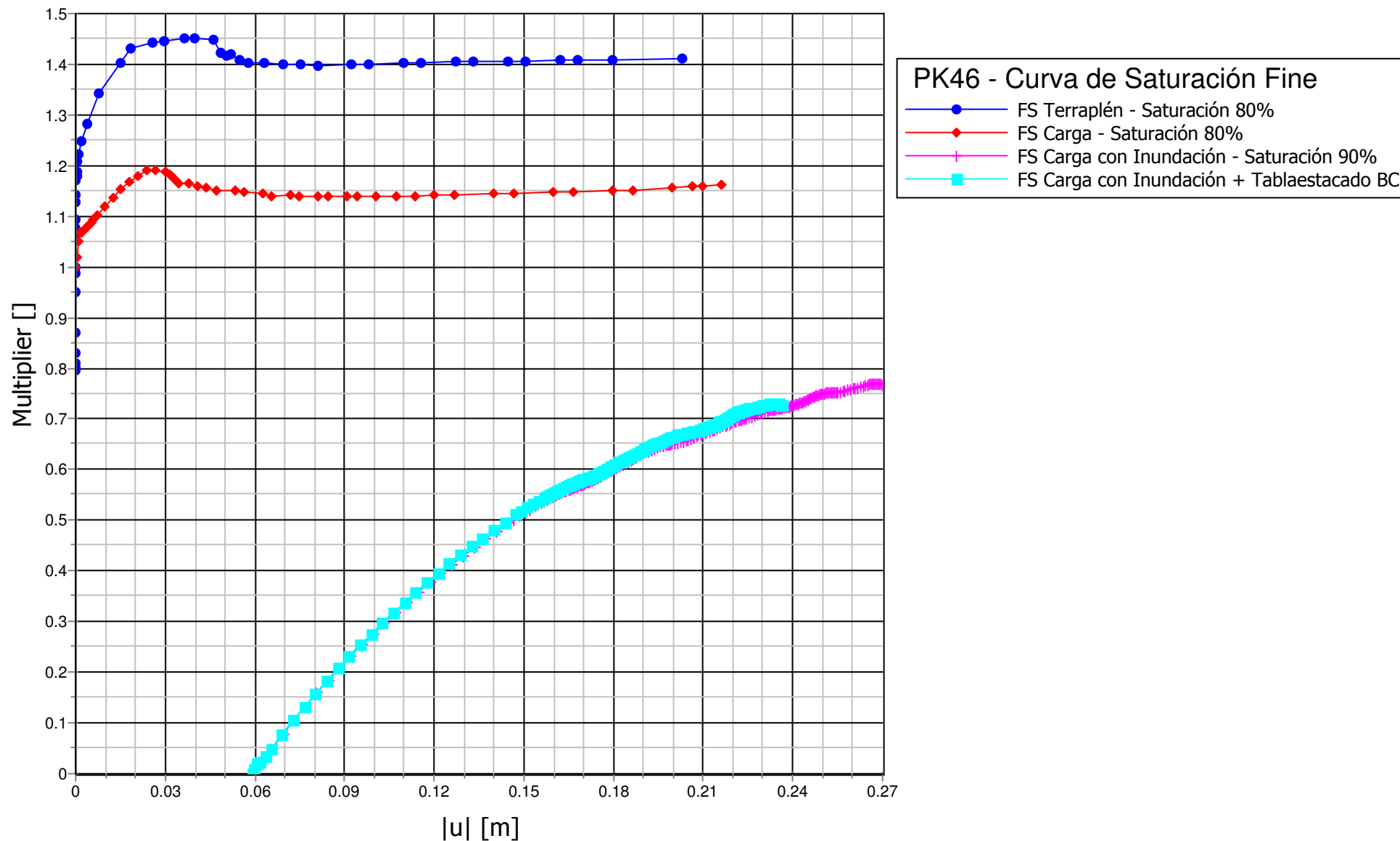
Maximum value = 0.2242 m (Element 441 at Node 7544)

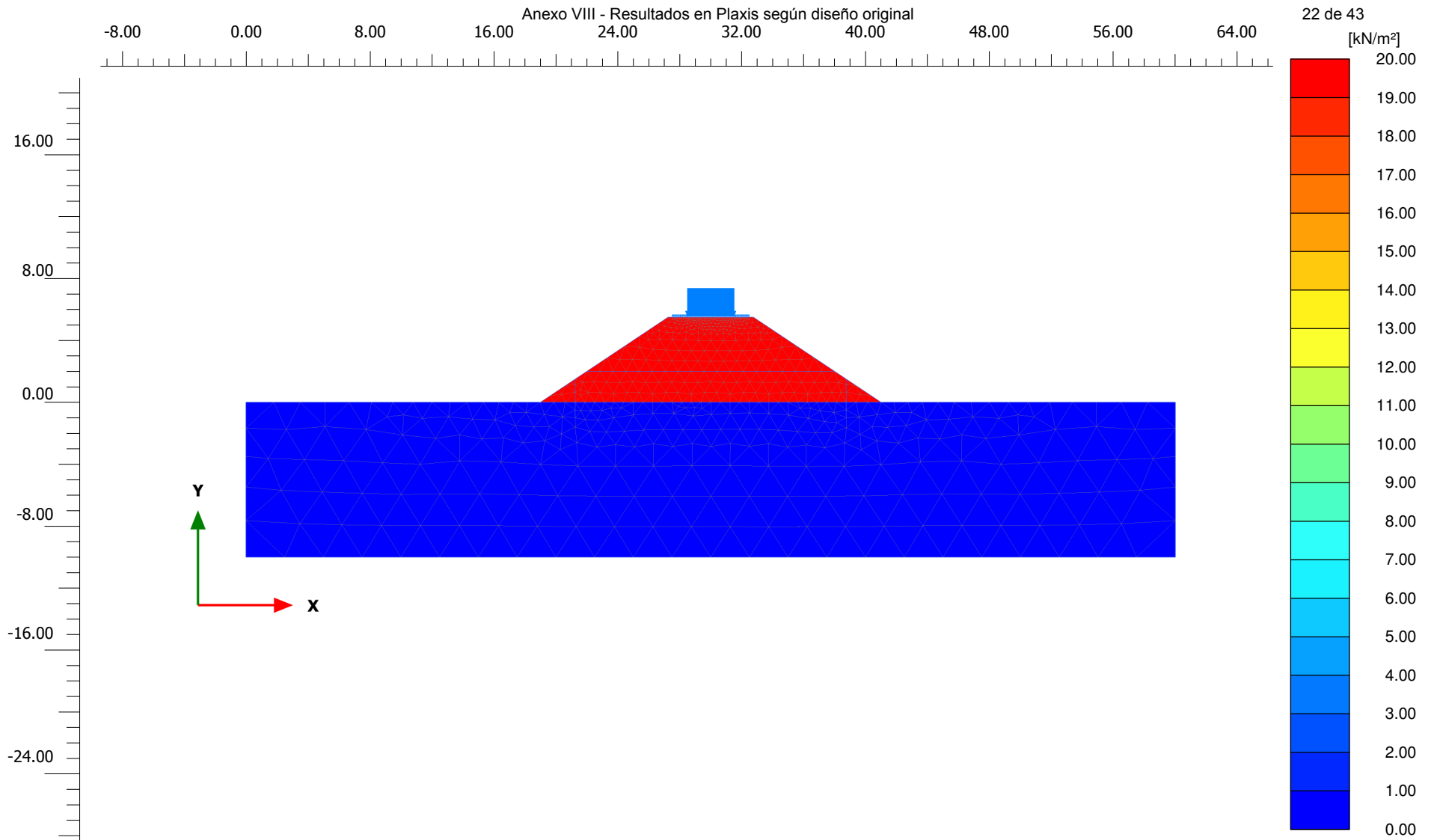


**Total displacements |u|**

Maximum value = 0.2709 m (Element 409 at Node 8877)



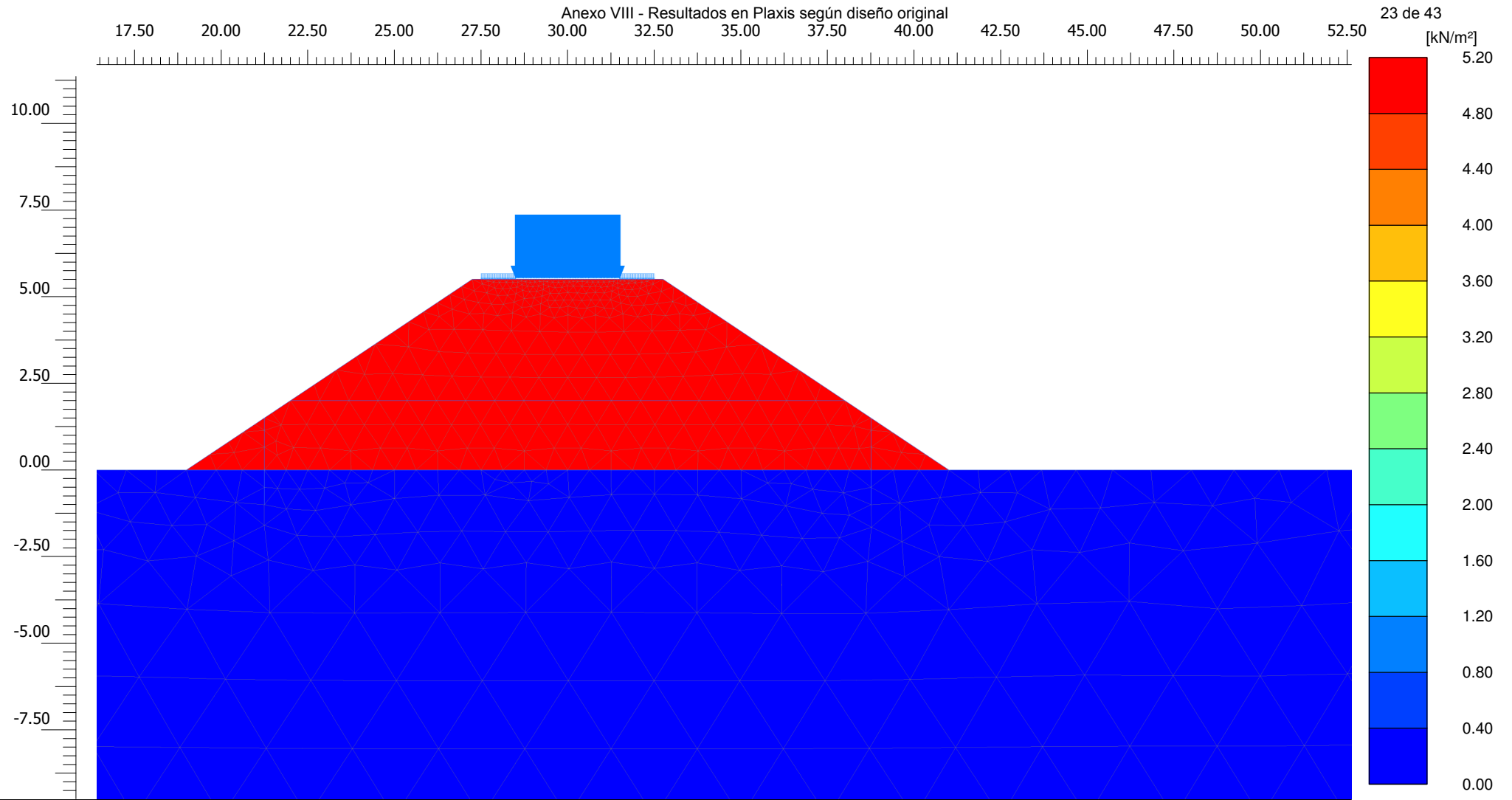




**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 19.08 kN/m<sup>2</sup> (Element 74 at Node 7327)

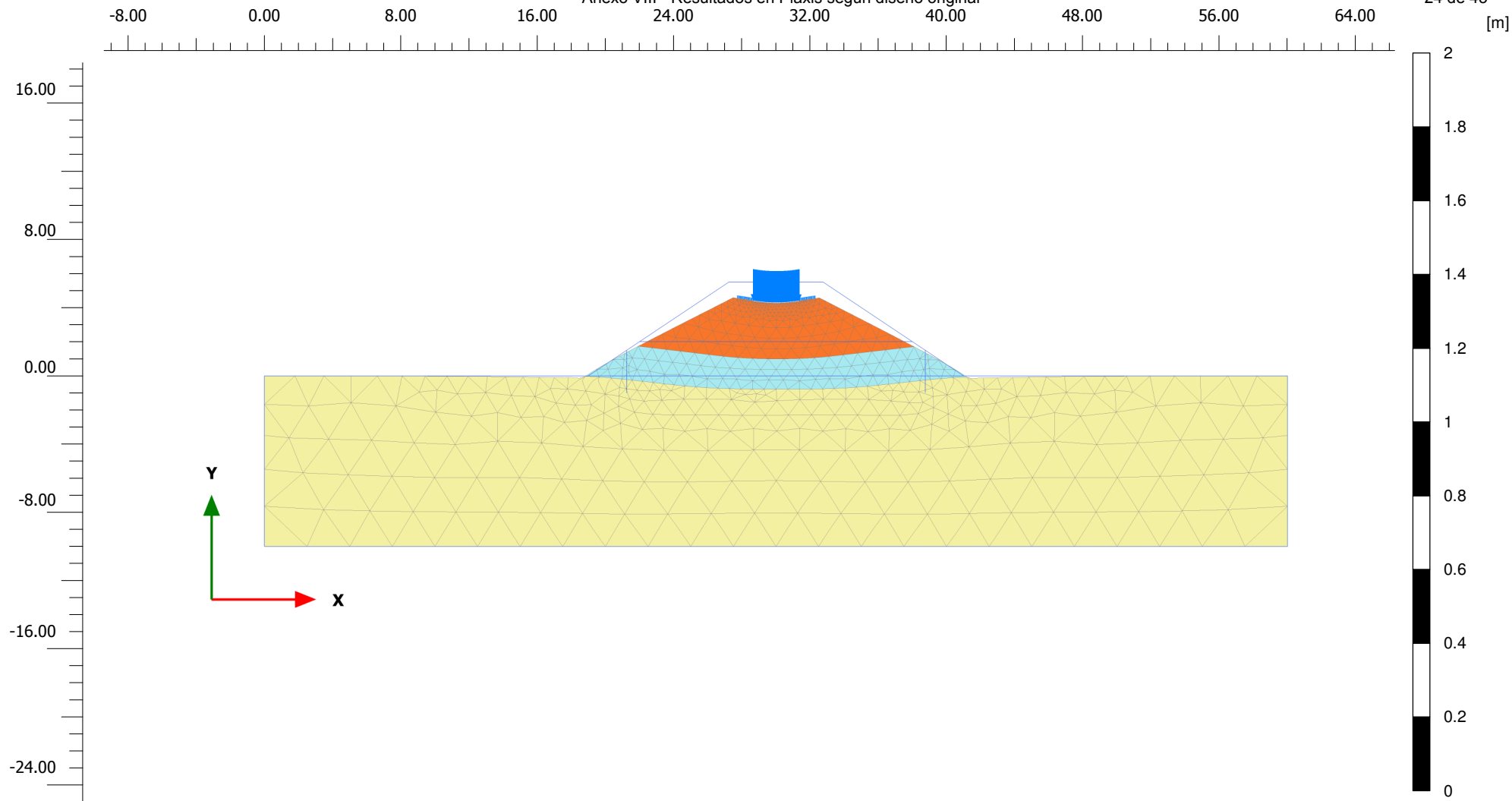
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 626 at Node 26)



**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 5.054 kN/m<sup>2</sup> (Element 2 at Node 3574)

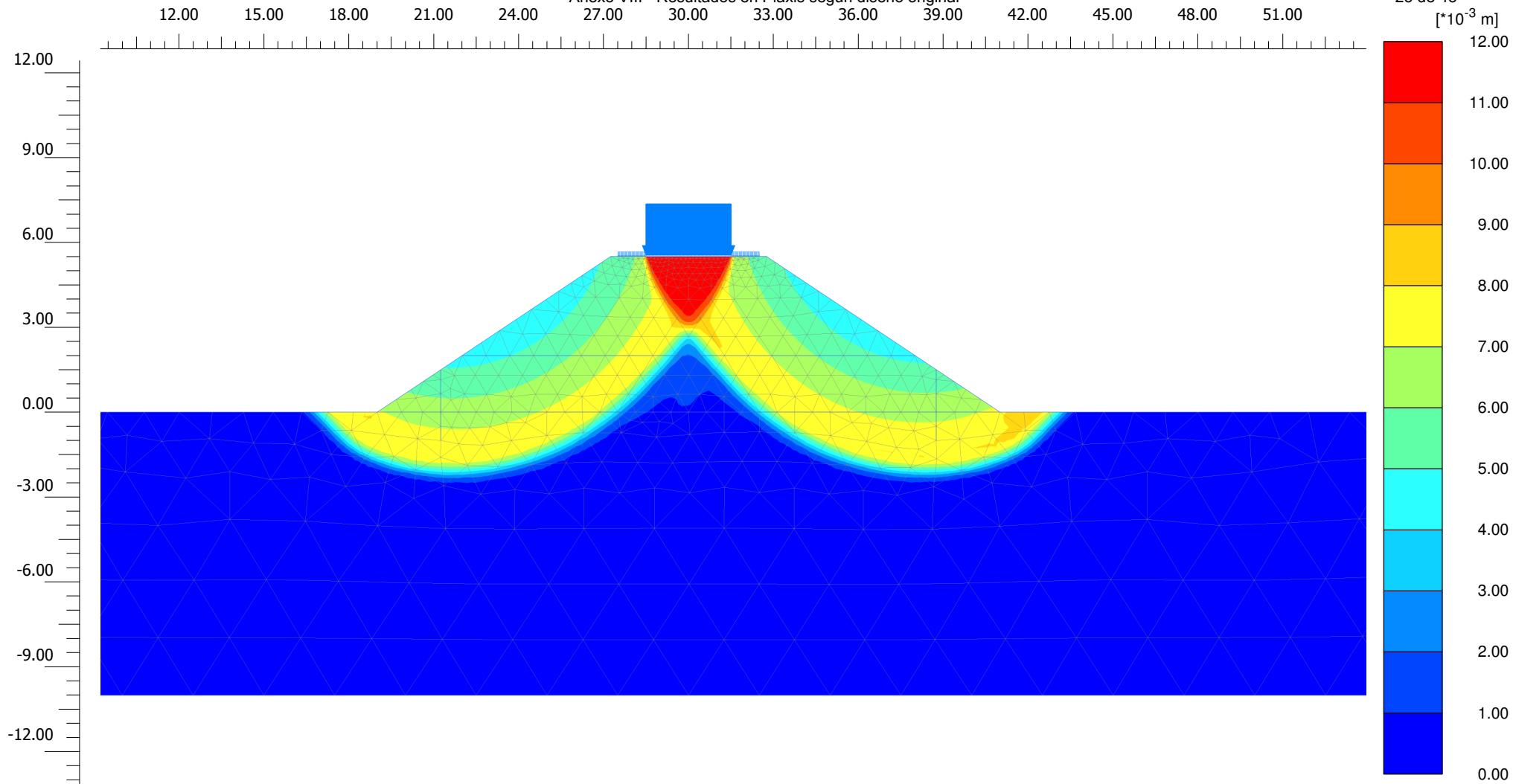
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 626 at Node 26)



**Deformed mesh |u| (scaled up 20.0 times)**

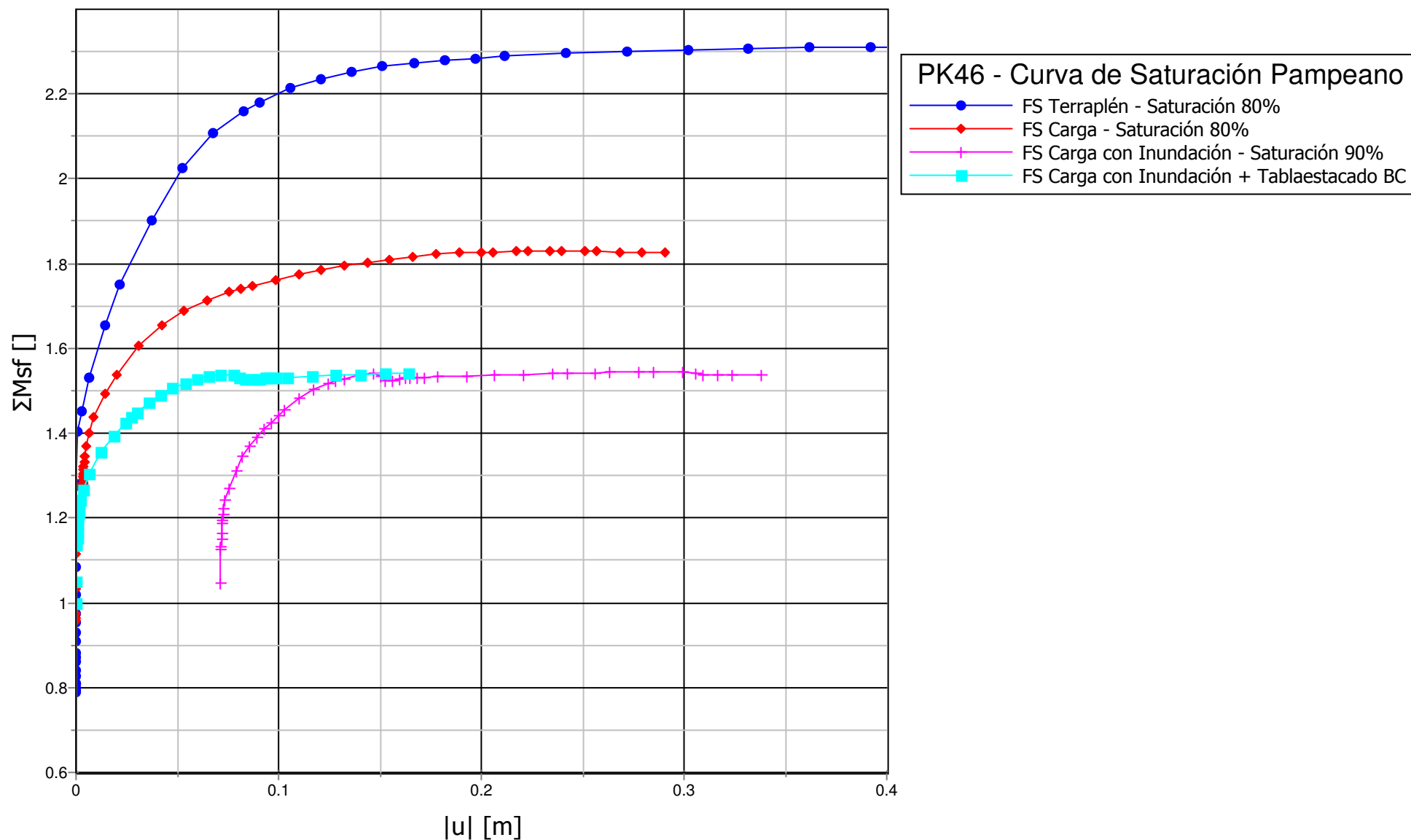
Maximum value = 0.06156 m (Element 441 at Node 7544)

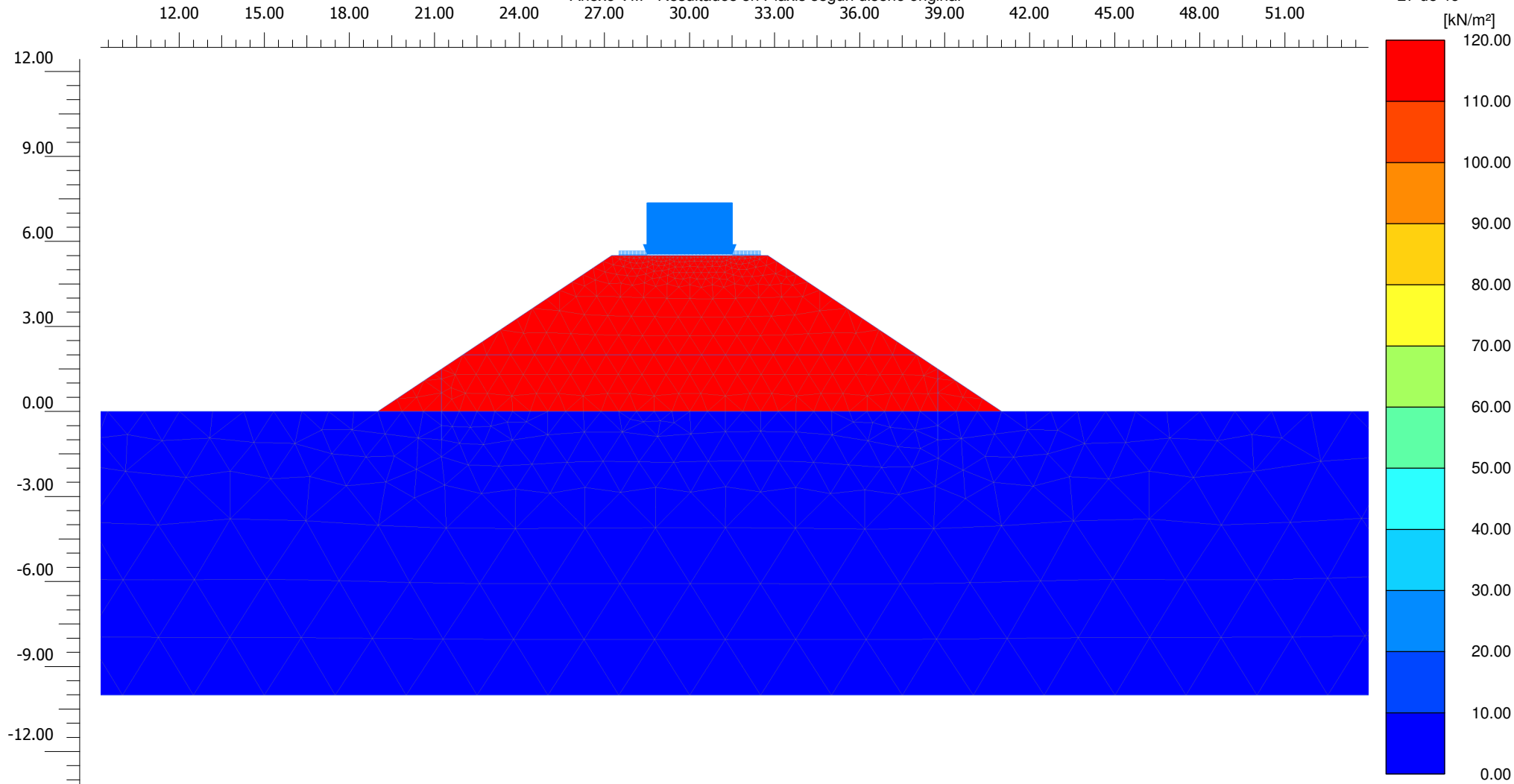




**Incremental displacements  $|\Delta u|$**

Maximum value = 0.01151 m (Element 449 at Node 5207)

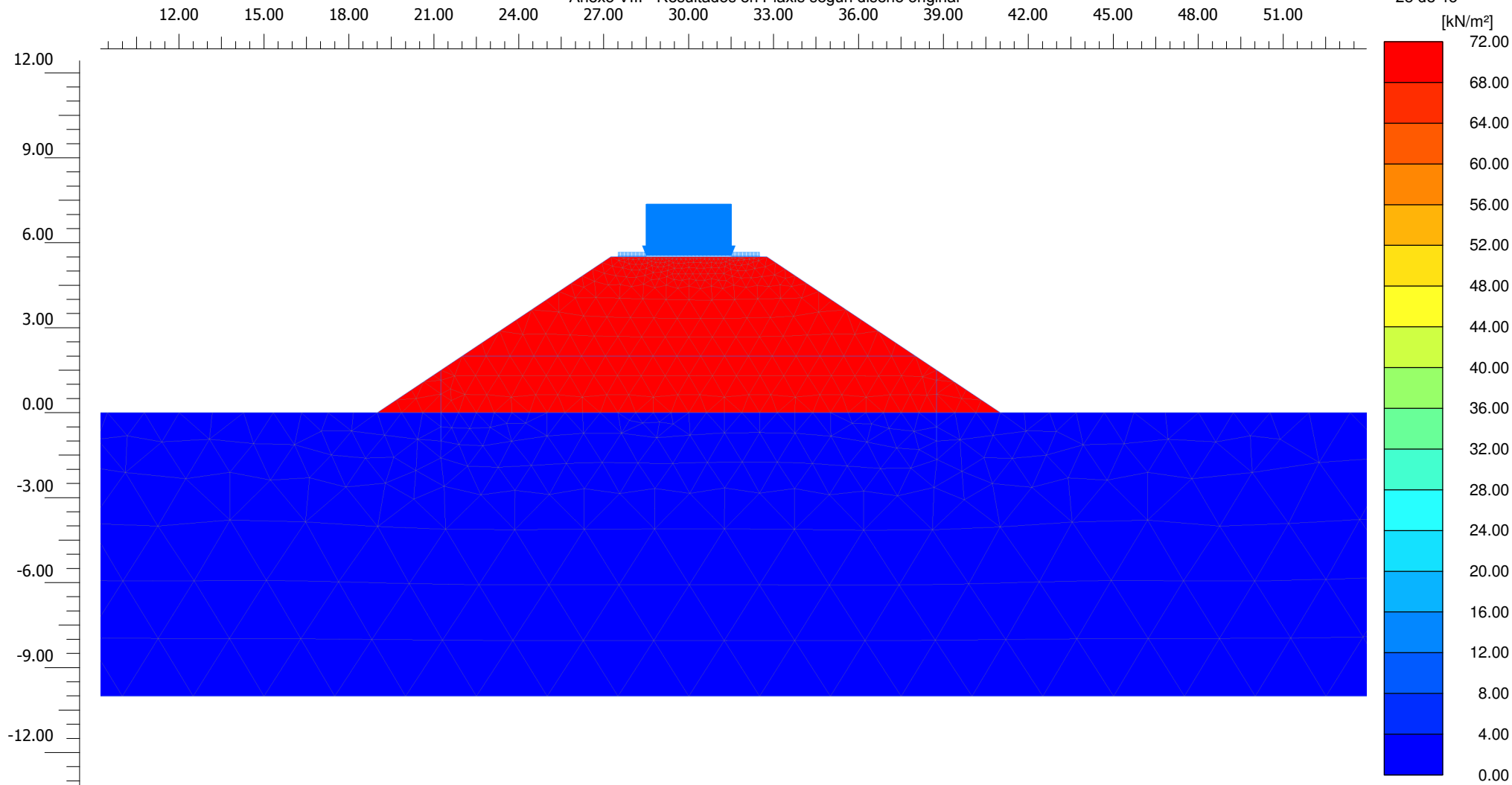




**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 115.2  $\text{kN/m}^2$  (Element 243 at Node 5224)

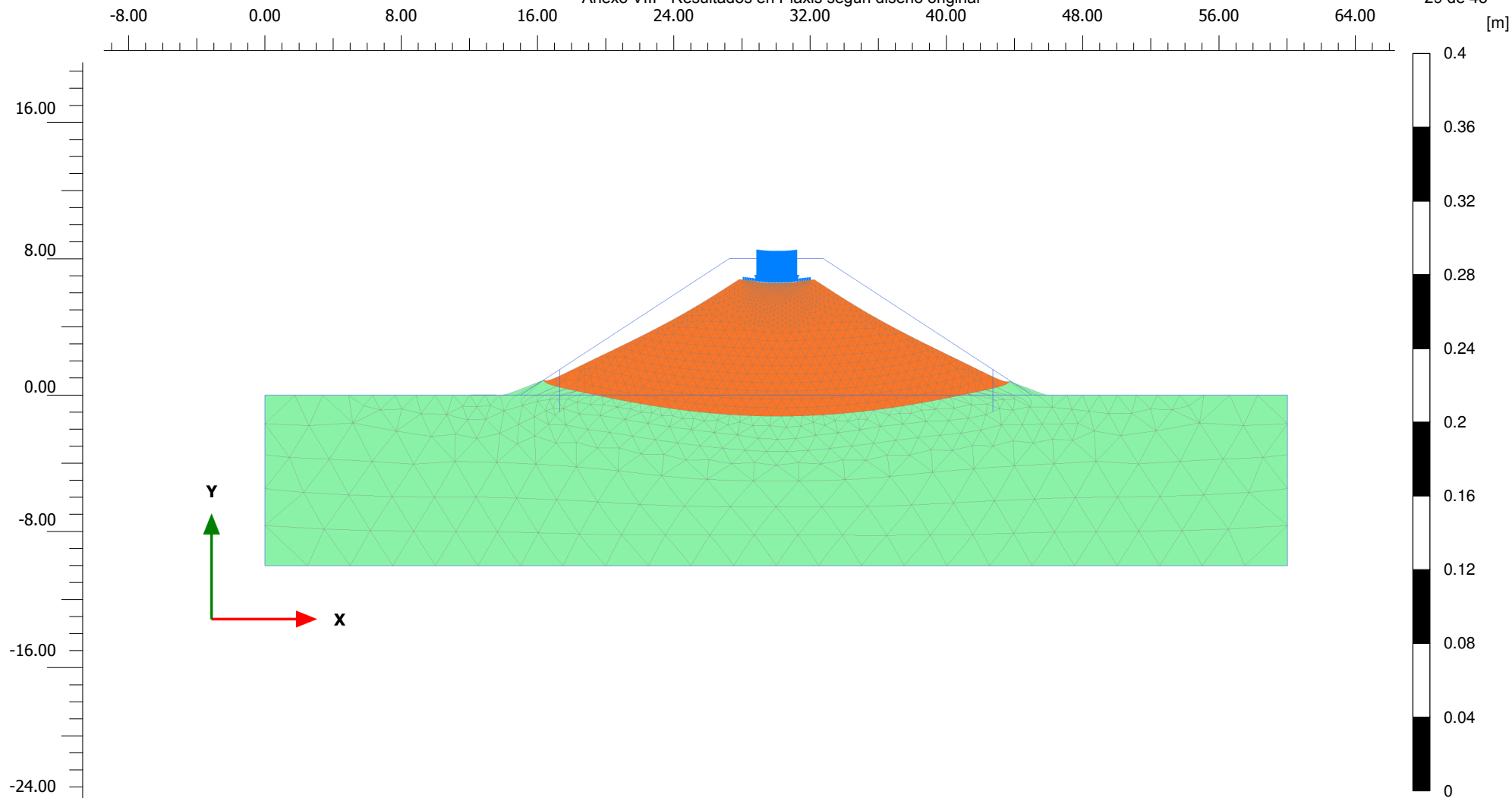
Minimum value = 0.000  $\text{kN/m}^2$  (Element 626 at Node 26)



**Suction<sub>eff</sub>**

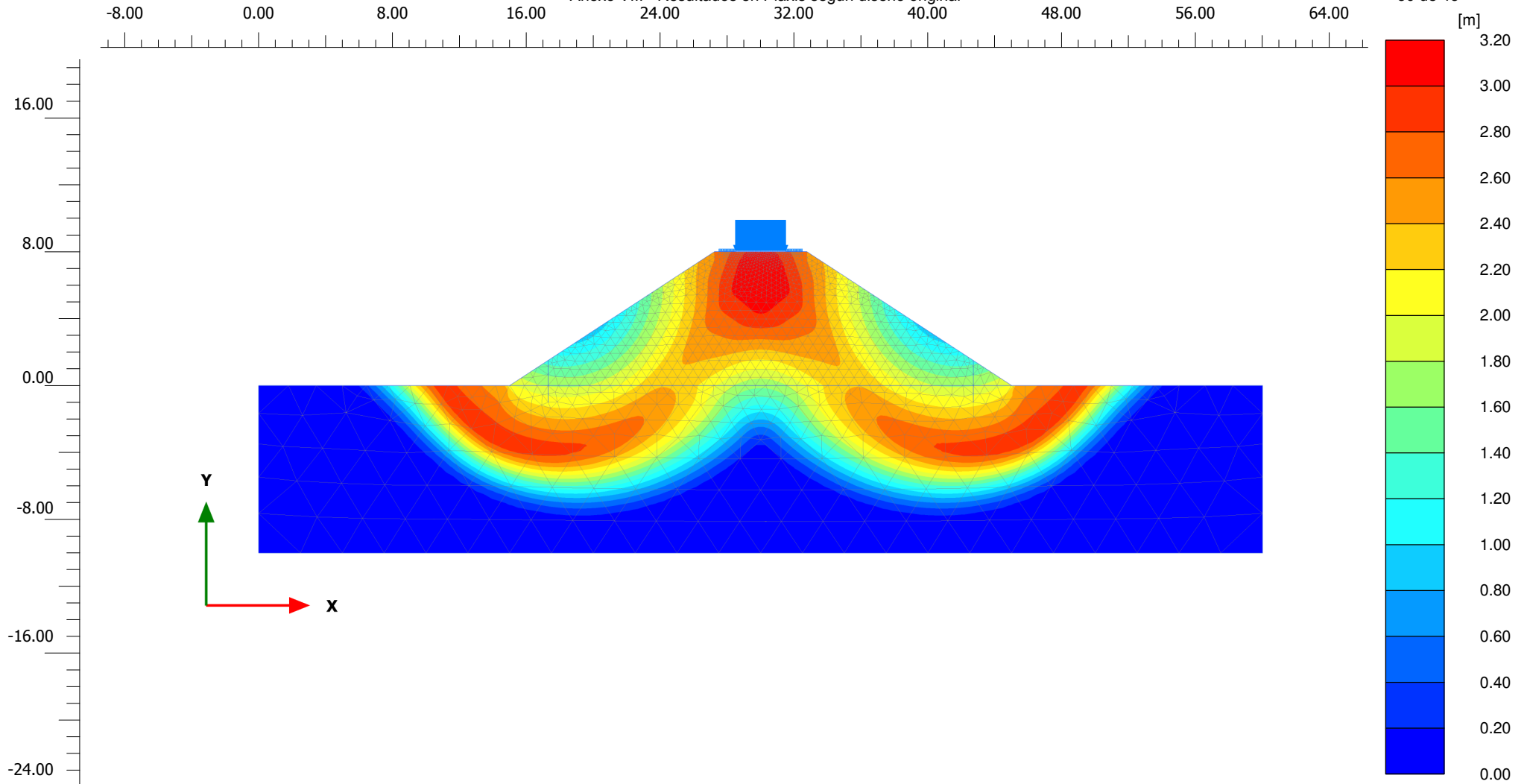
Maximum value = 69.42 kN/m<sup>2</sup> (Element 96 at Node 6992)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 626 at Node 26)



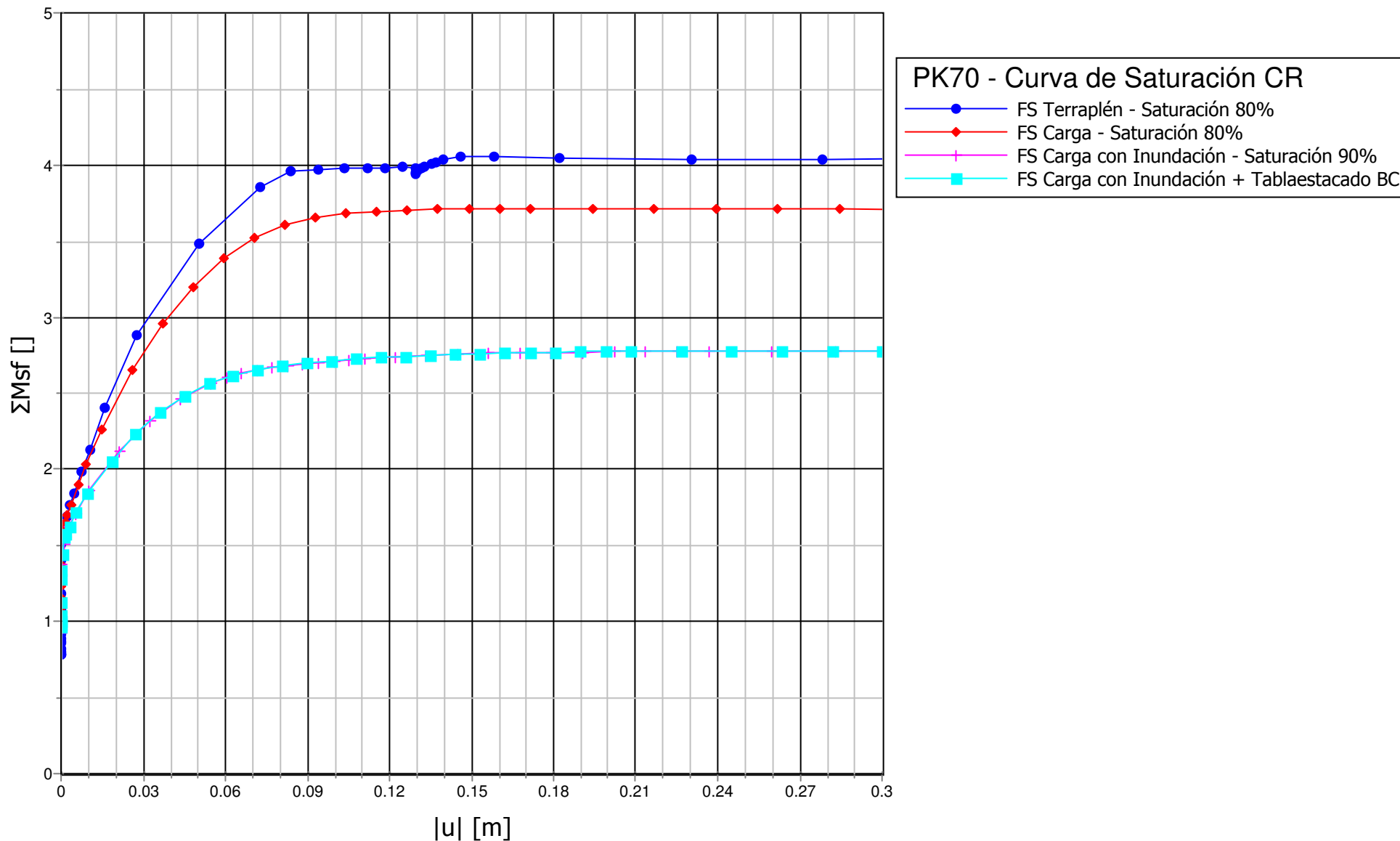
**Deformed mesh |u| (scaled up 100 times)**

Maximum value = 0.01563 m (Element 1796 at Node 3425)

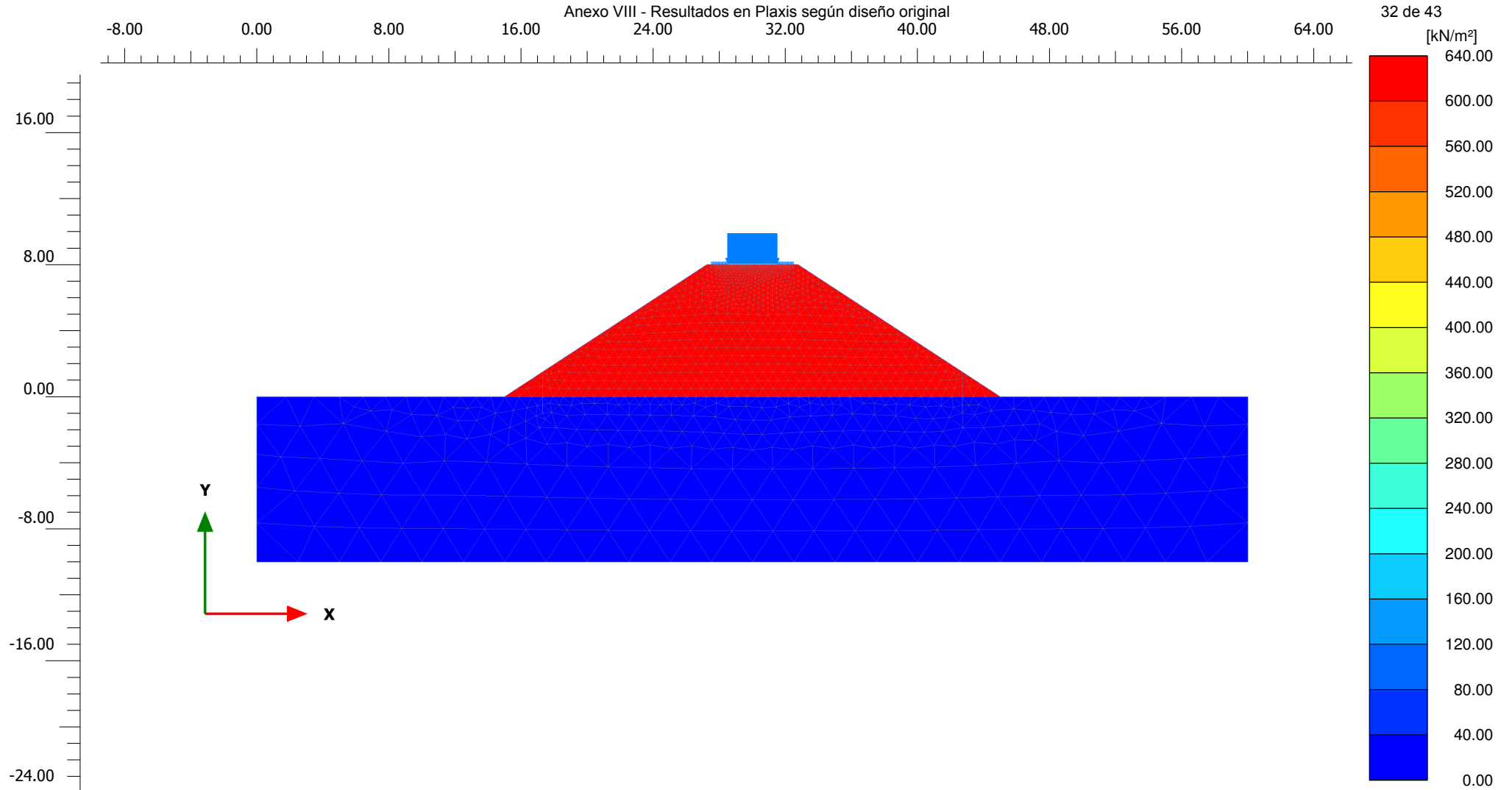


**Total displacements |u|**

Maximum value = 3.063 m (Element 1114 at Node 14916)



Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original



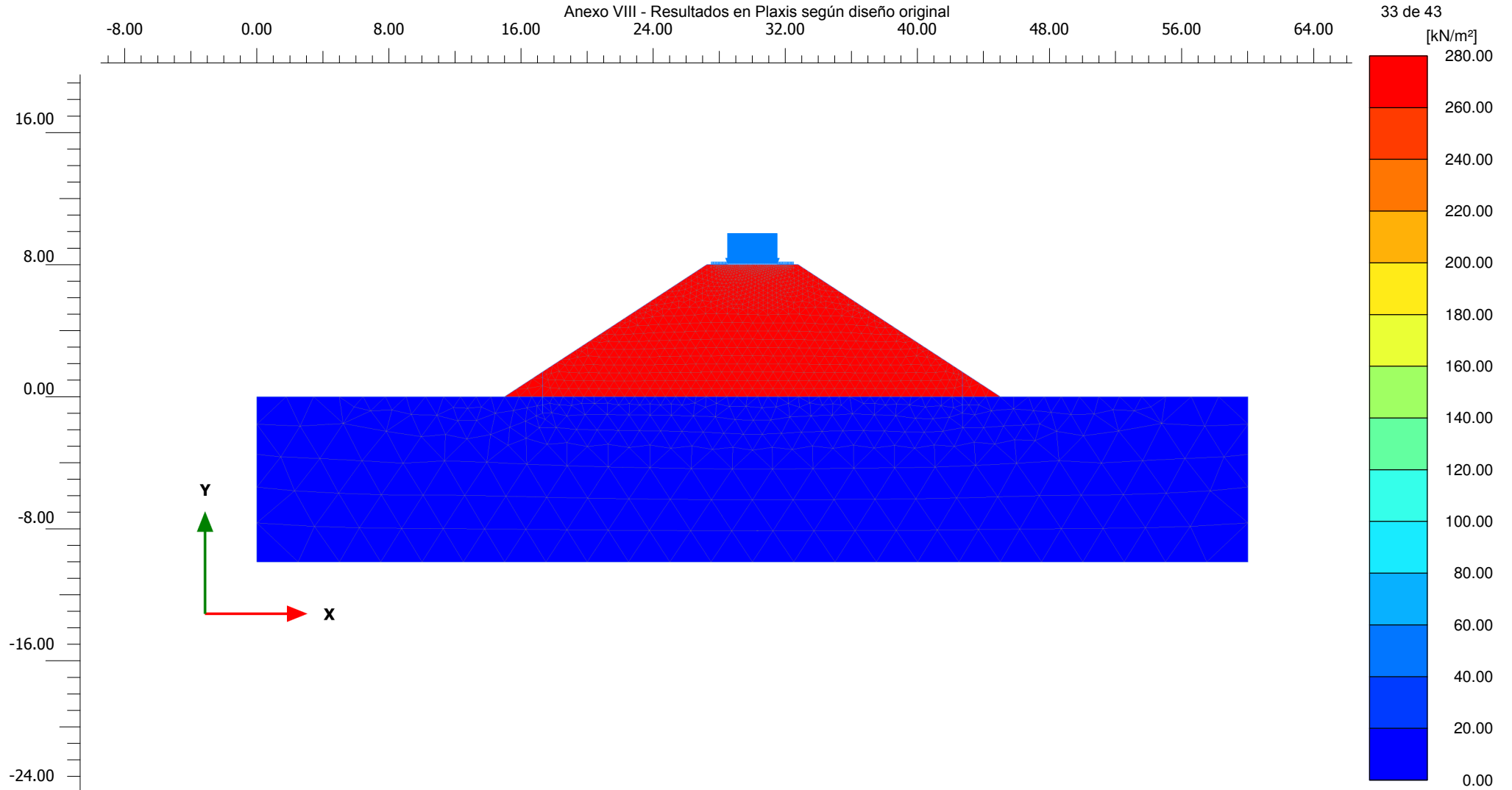
**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 635.9 kN/m<sup>2</sup> (Element 260 at Node 5514)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)



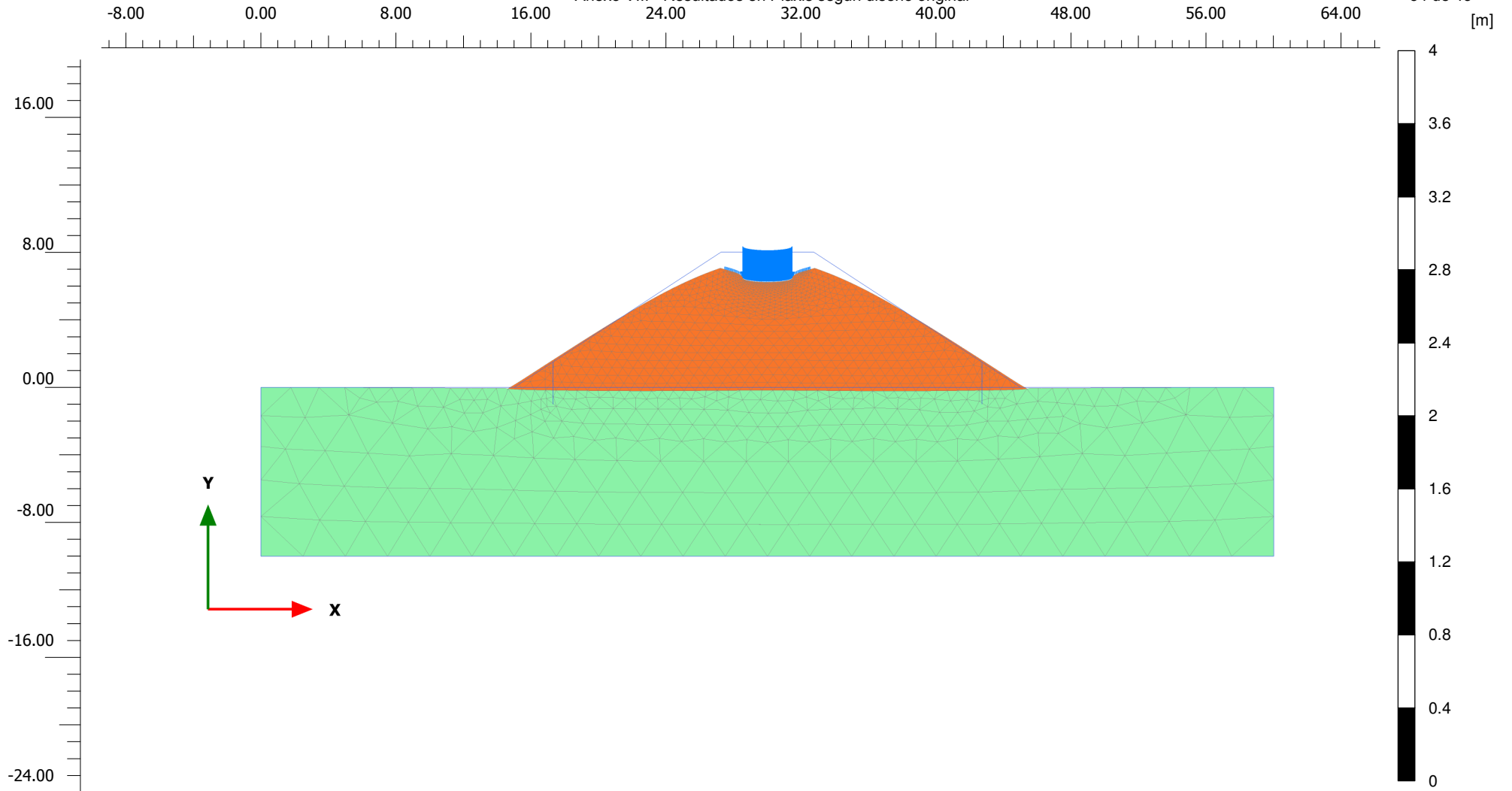
Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original



**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 267.8 kN/m<sup>2</sup> (Element 557 at Node 8217)

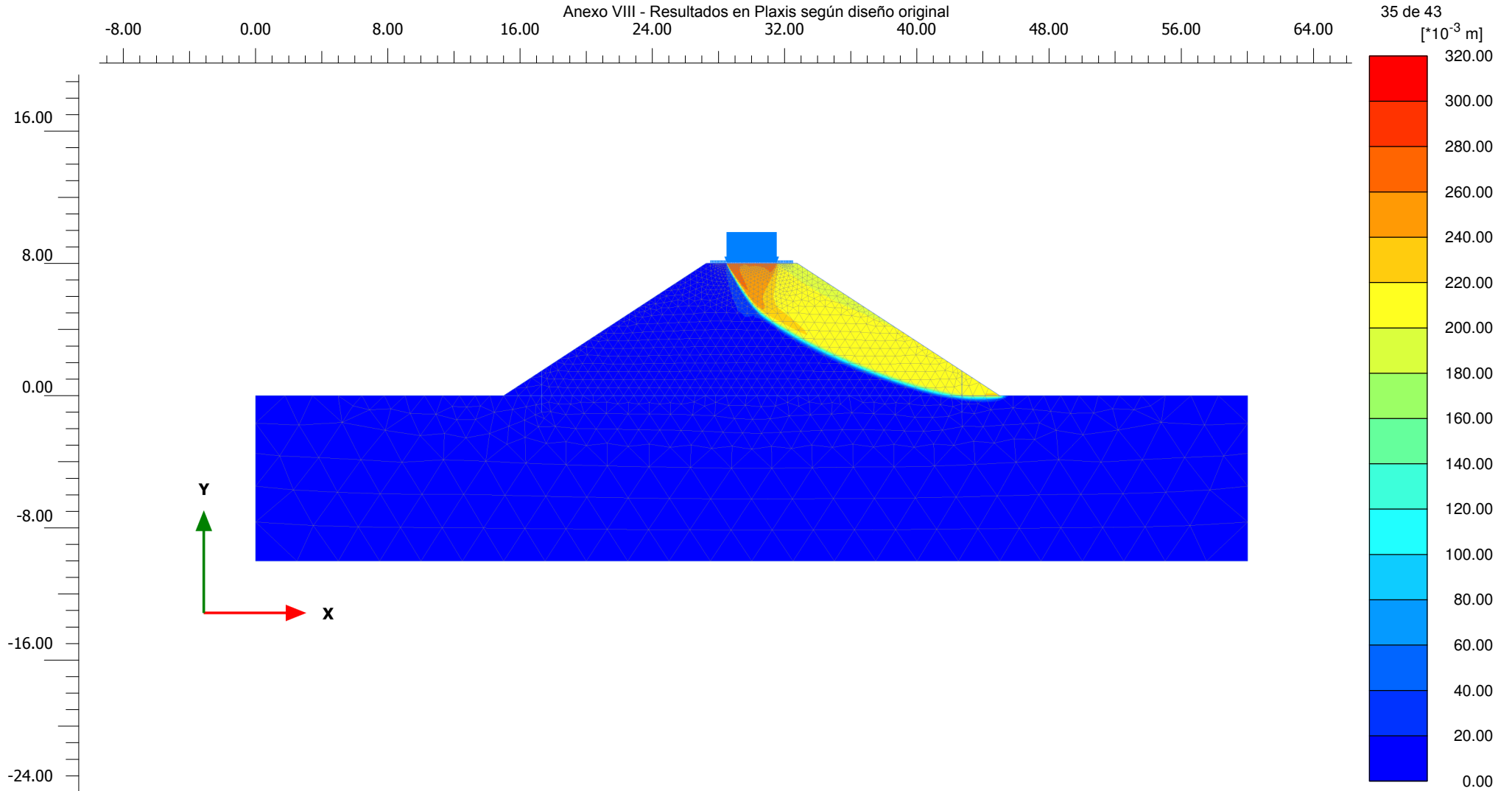
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)



**Deformed mesh |u| (scaled up 10.0 times)**

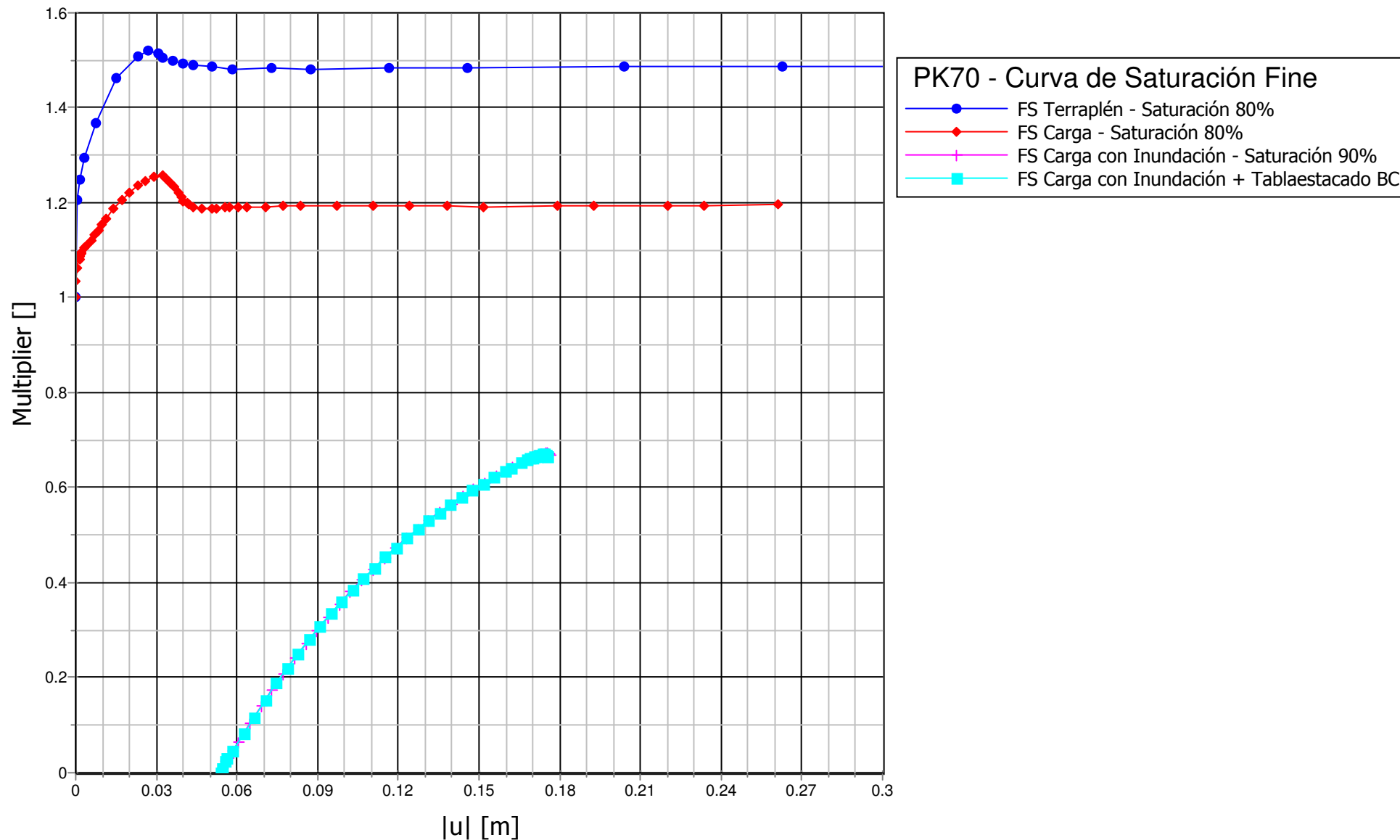
Maximum value = 0.1773 m (Element 1734 at Node 15883)

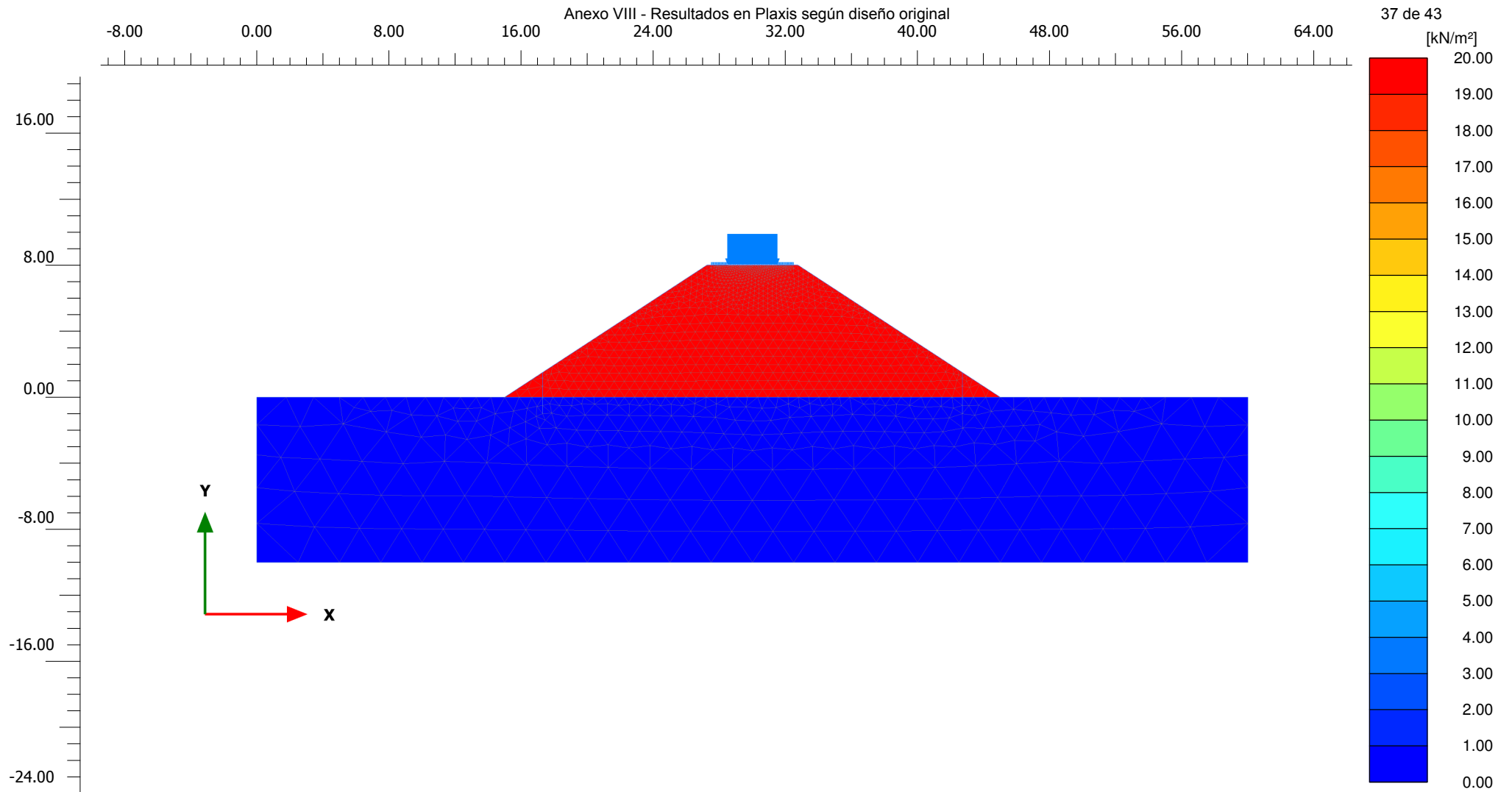
Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original



**Total displacements |u|**

Maximum value = 0.3015 m (Element 1768 at Node 19315)

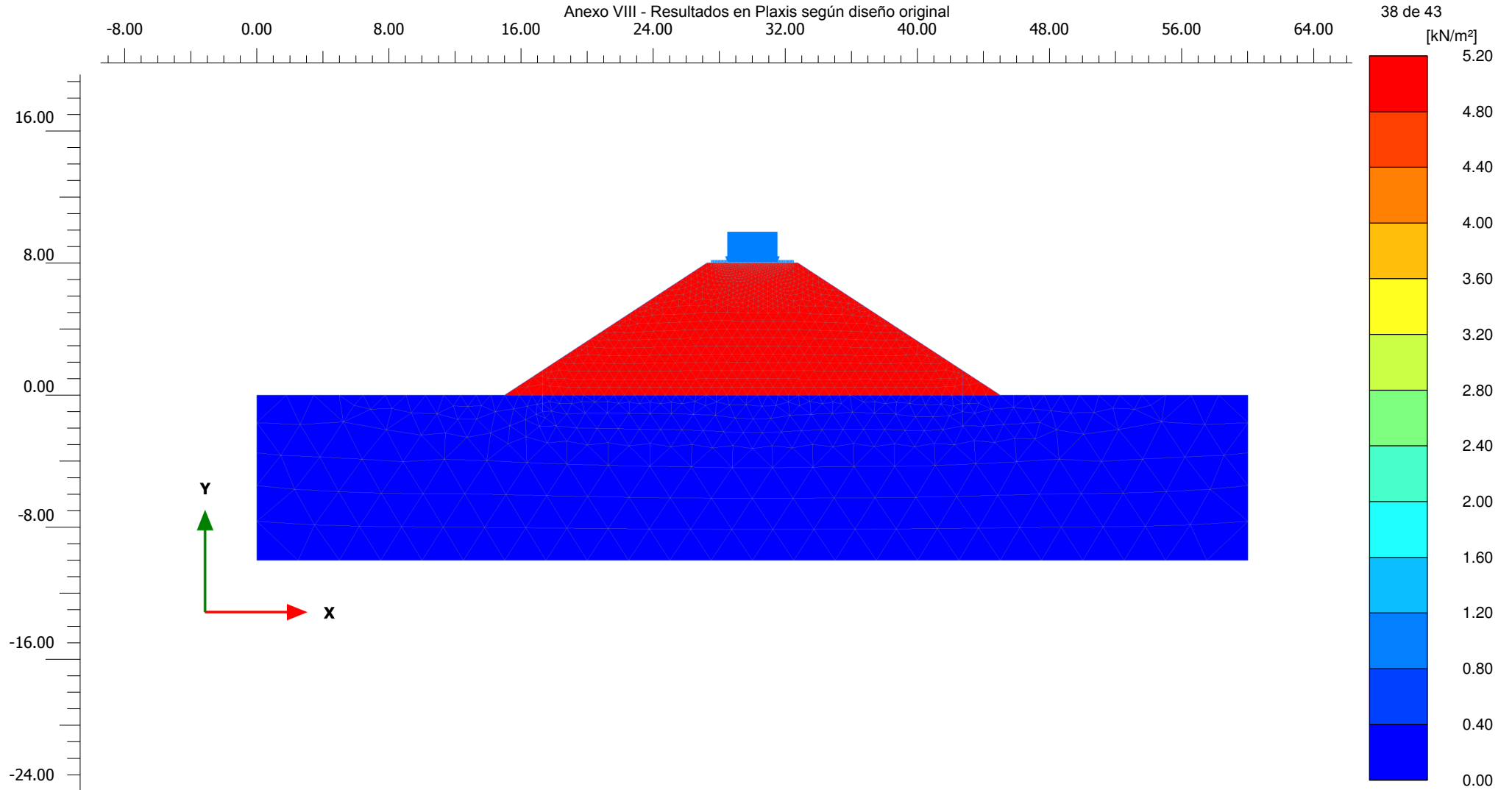




**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 19.08 kN/m<sup>2</sup> (Element 1652 at Node 11187)

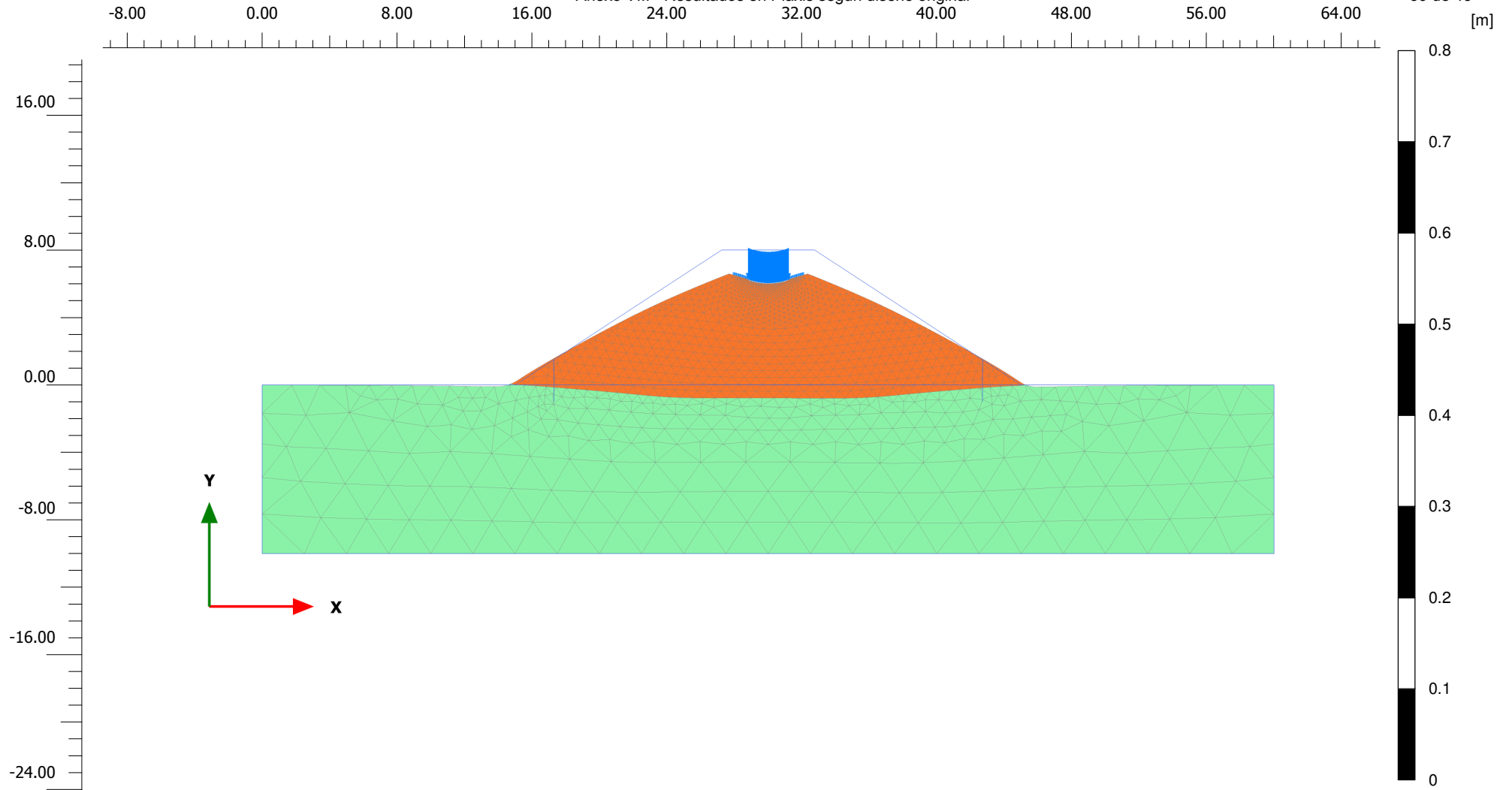
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)



**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 5.054 kN/m<sup>2</sup> (Element 10 at Node 7936)

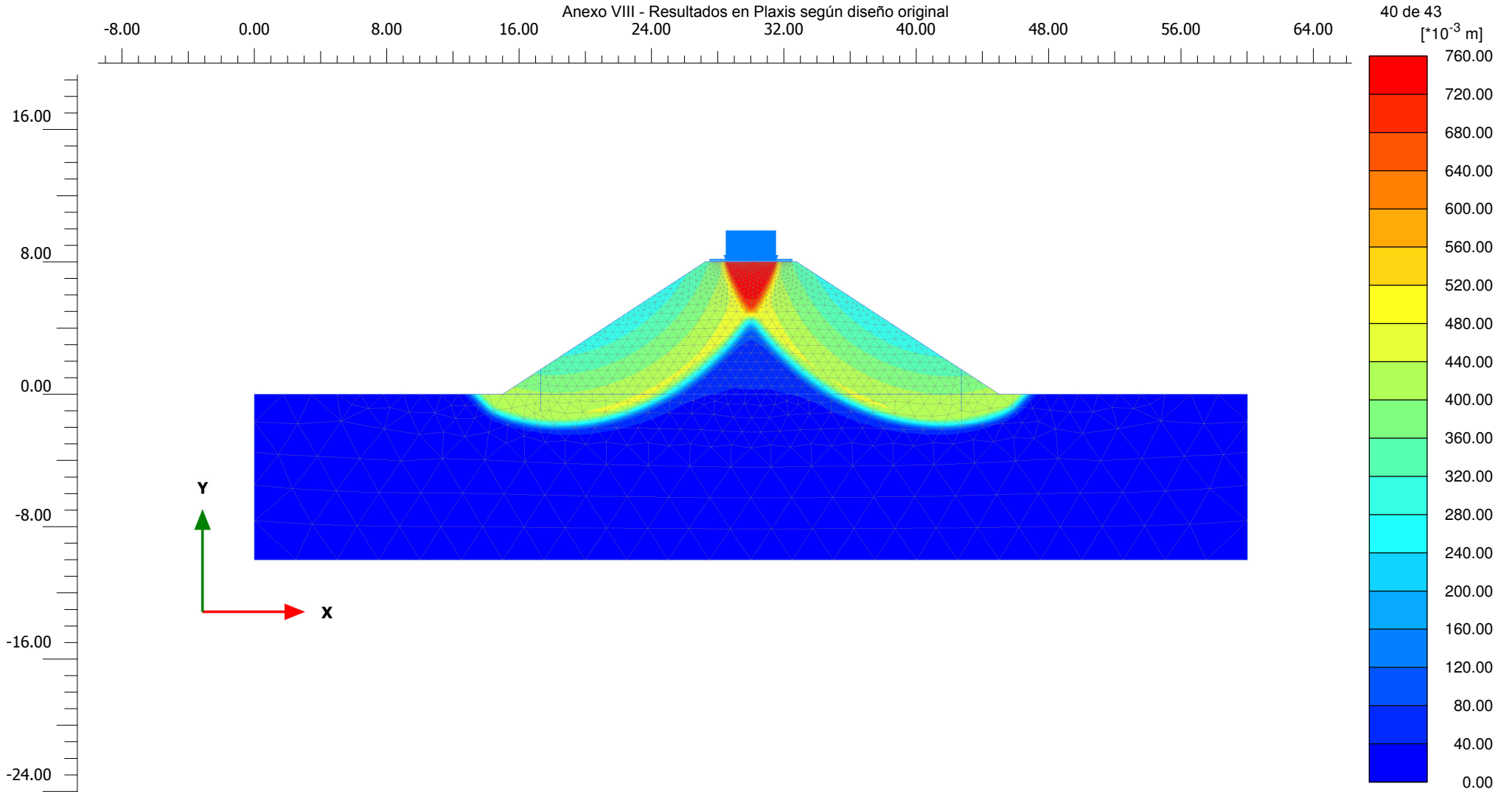
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)



**Deformed mesh |u| (scaled up 50.0 times)**

Maximum value = 0.03992 m (Element 1734 at Node 15883)

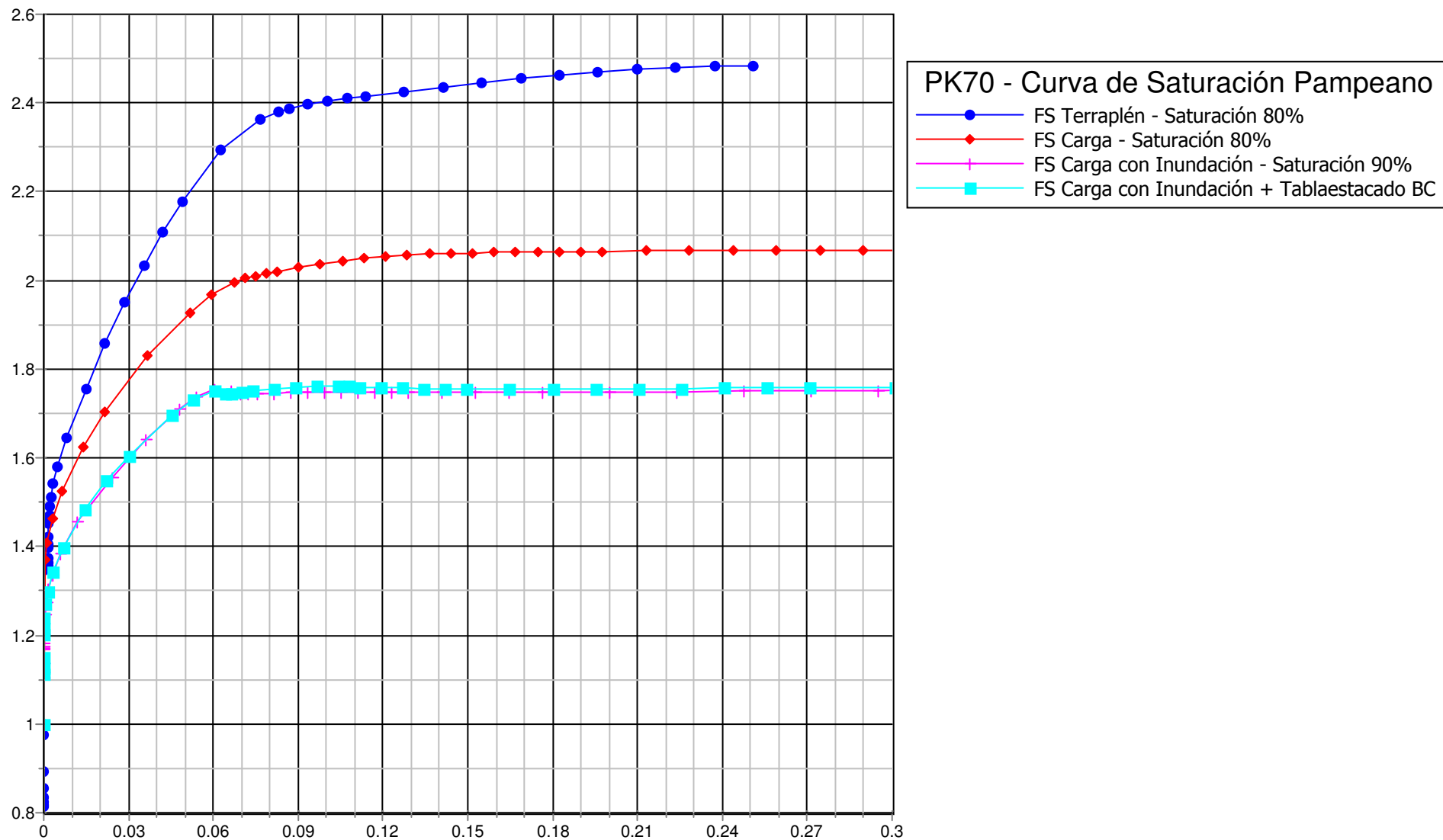
Anexo VIII - Resultados en Plaxis según diseño original

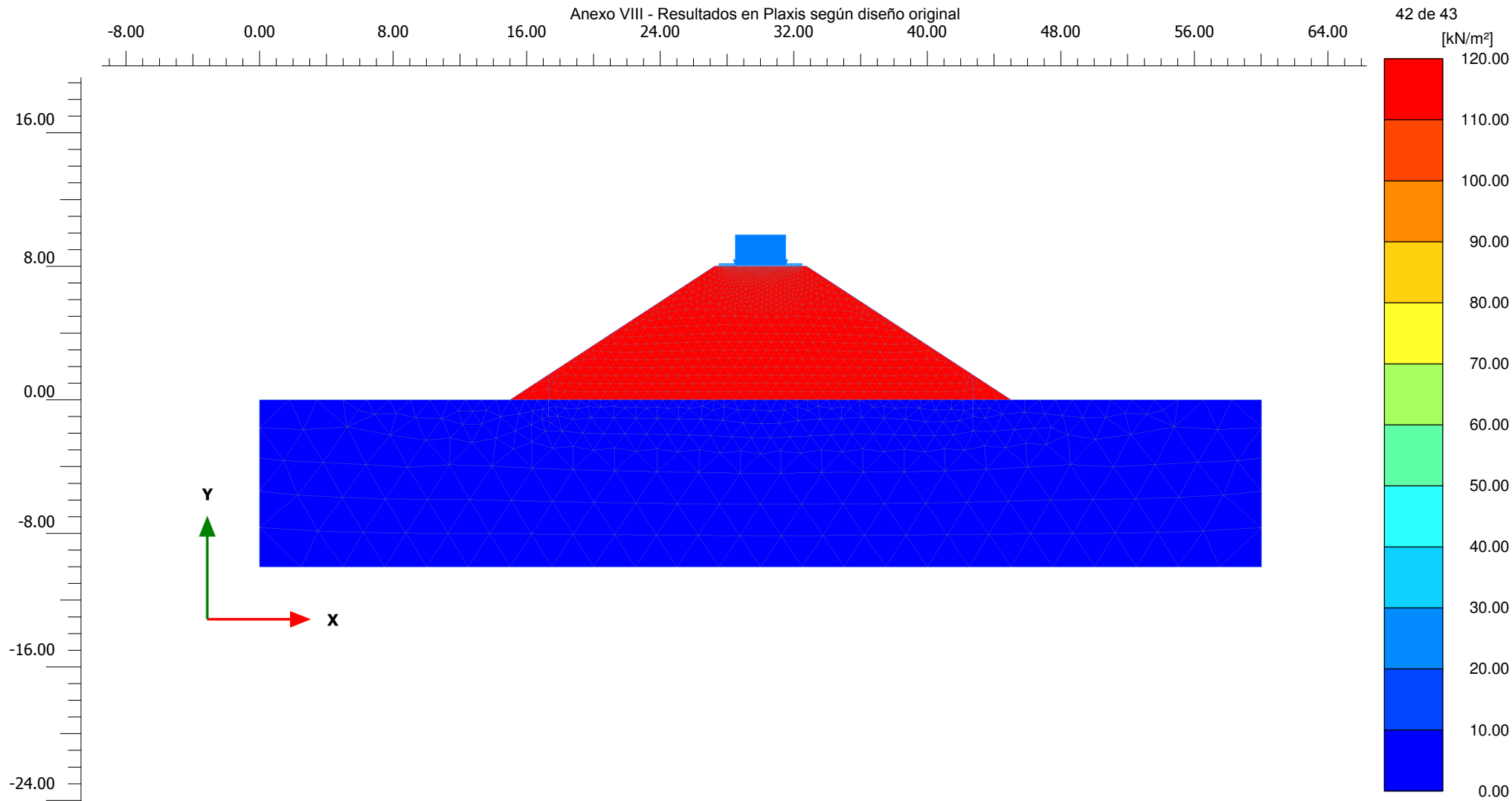


**Total displacements |u|**

Maximum value = 0.7501 m (Element 1647 at Node 15854)



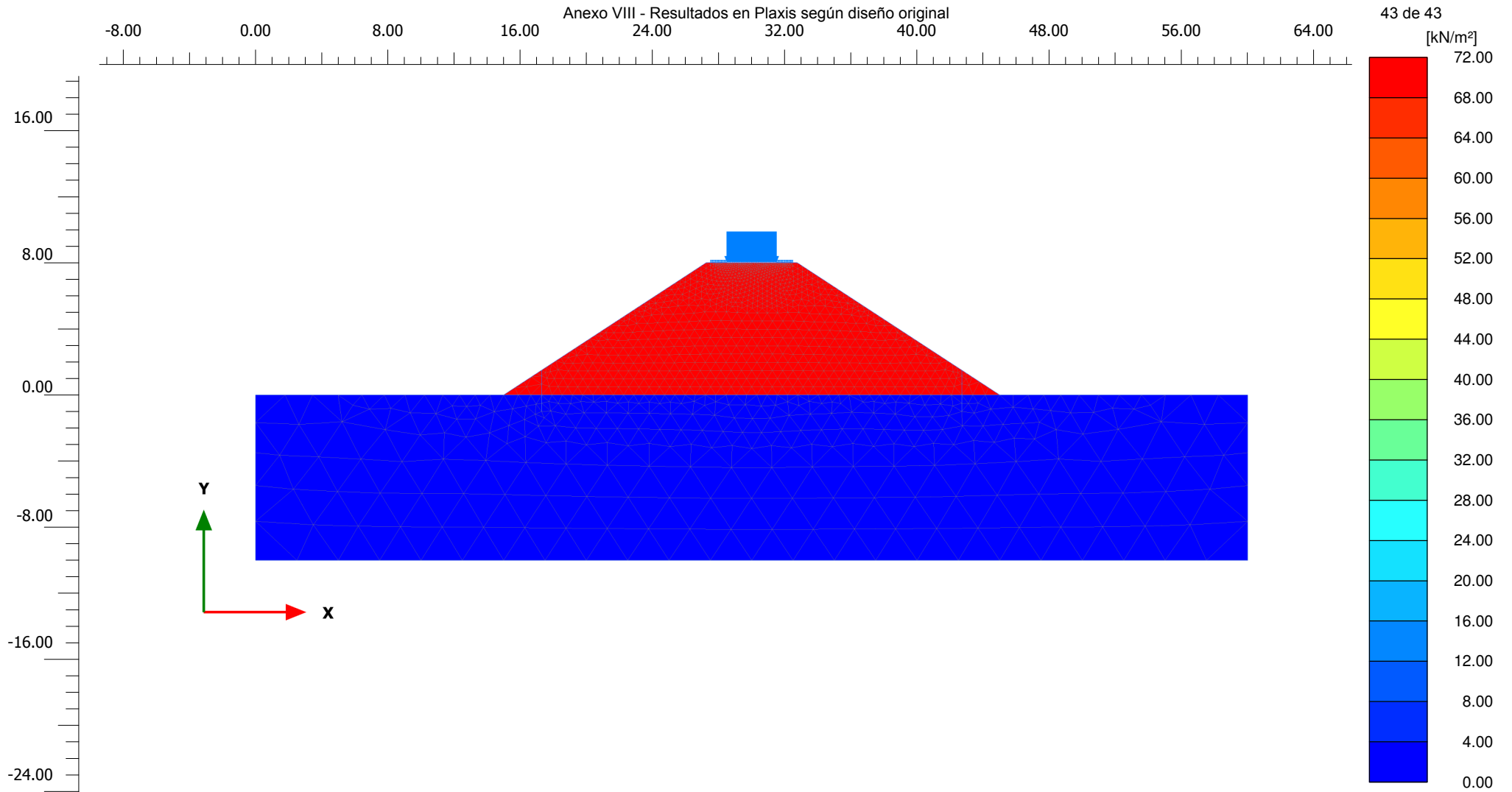




**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 115.2 kN/m<sup>2</sup> (Element 140 at Node 10801)

Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)

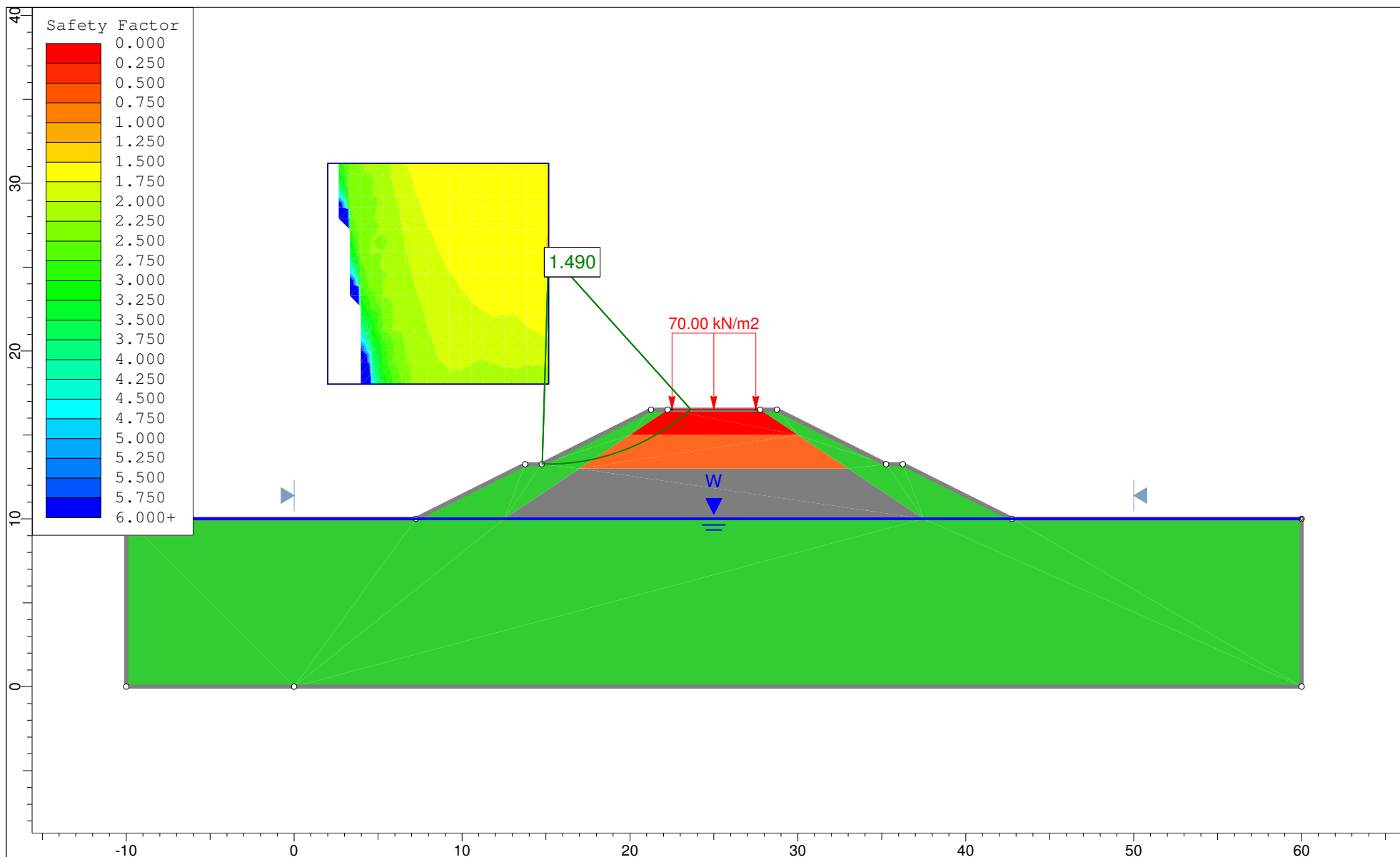



**Suction<sub>eff</sub>**

Maximum value = 69.42 kN/m<sup>2</sup> (Element 1224 at Node 18073)

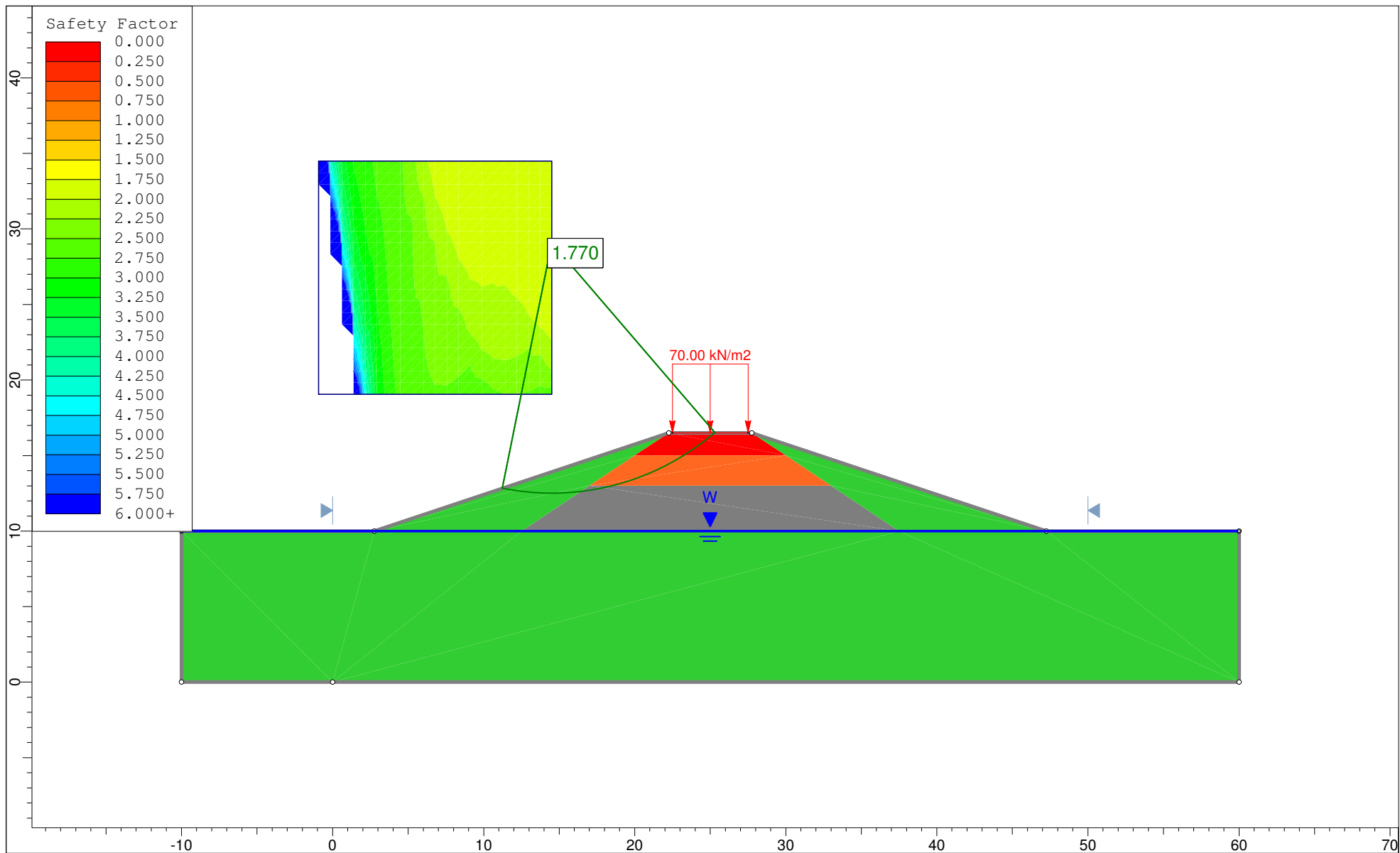
Minimum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 1820 at Node 2789)


# **Anexo IX - Medidas correctivas modeladas en Slide**



	<i>Project</i> Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	<i>Analysis Description</i> PK36 Analisis de Estabilidad - Solucion con Berma Sup. 1m, Berma Inter. 1m y Pendiente 2:1		
	<i>Drawn By</i> Mario Mansilla Yulan	<i>Scale</i> 1:321.4	<i>Company</i> FIUBA
	<i>Date</i>		<i>File Name</i> PK36_Soluciyn_Pendiente_2-1_BermaSup1m_BermaInter1m.slim

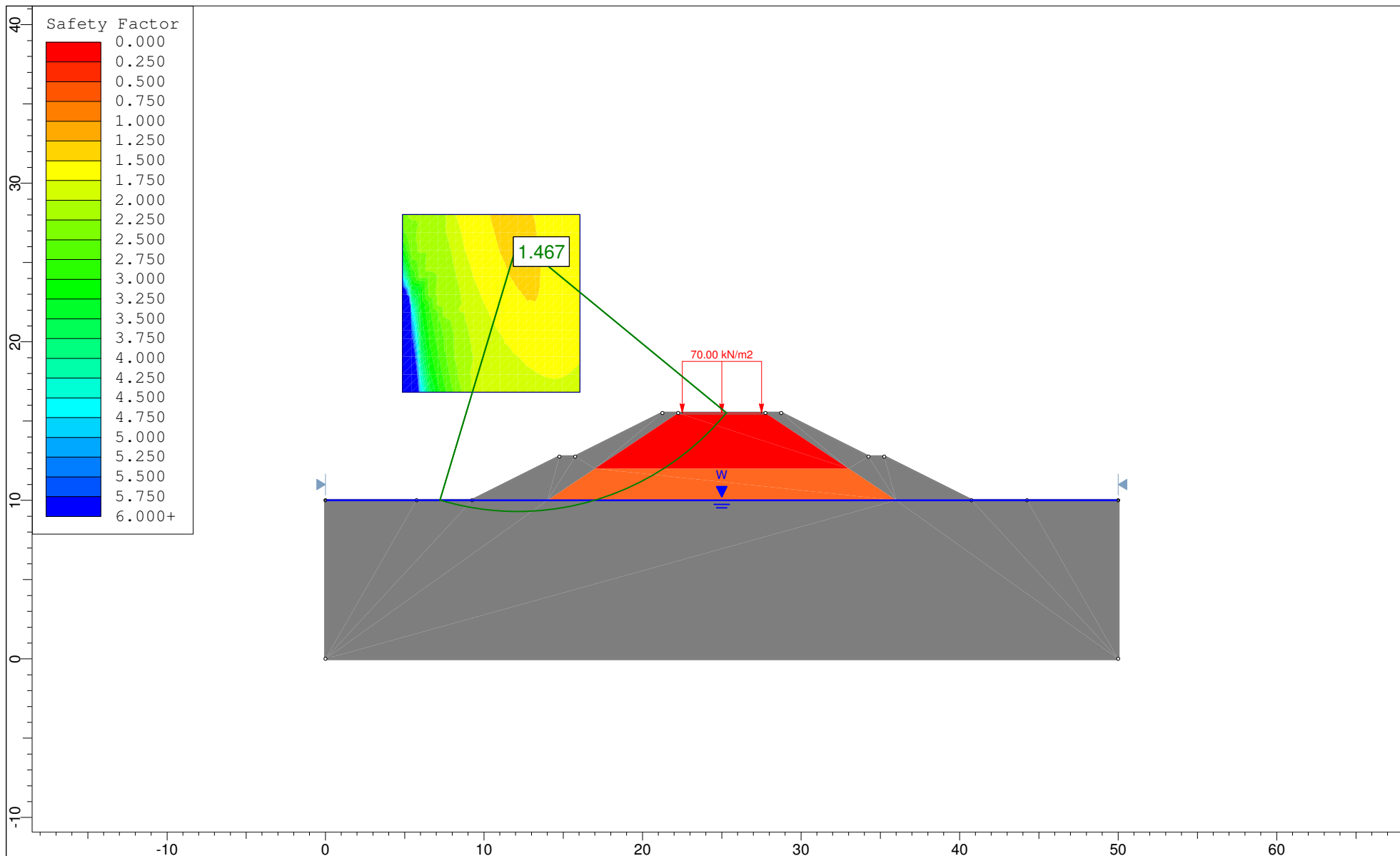
Anexo IX - Medidas correctivas modeladas en Slide



	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK36 Análisis de Estabilidad - Soluciyn con Pendiente 3:1		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:355.4	Company	FIUBA
	Date		File Name	PK36_Soluciyn_Pendiente_3-1.slim		

SLIDEINTERPRET 6.005

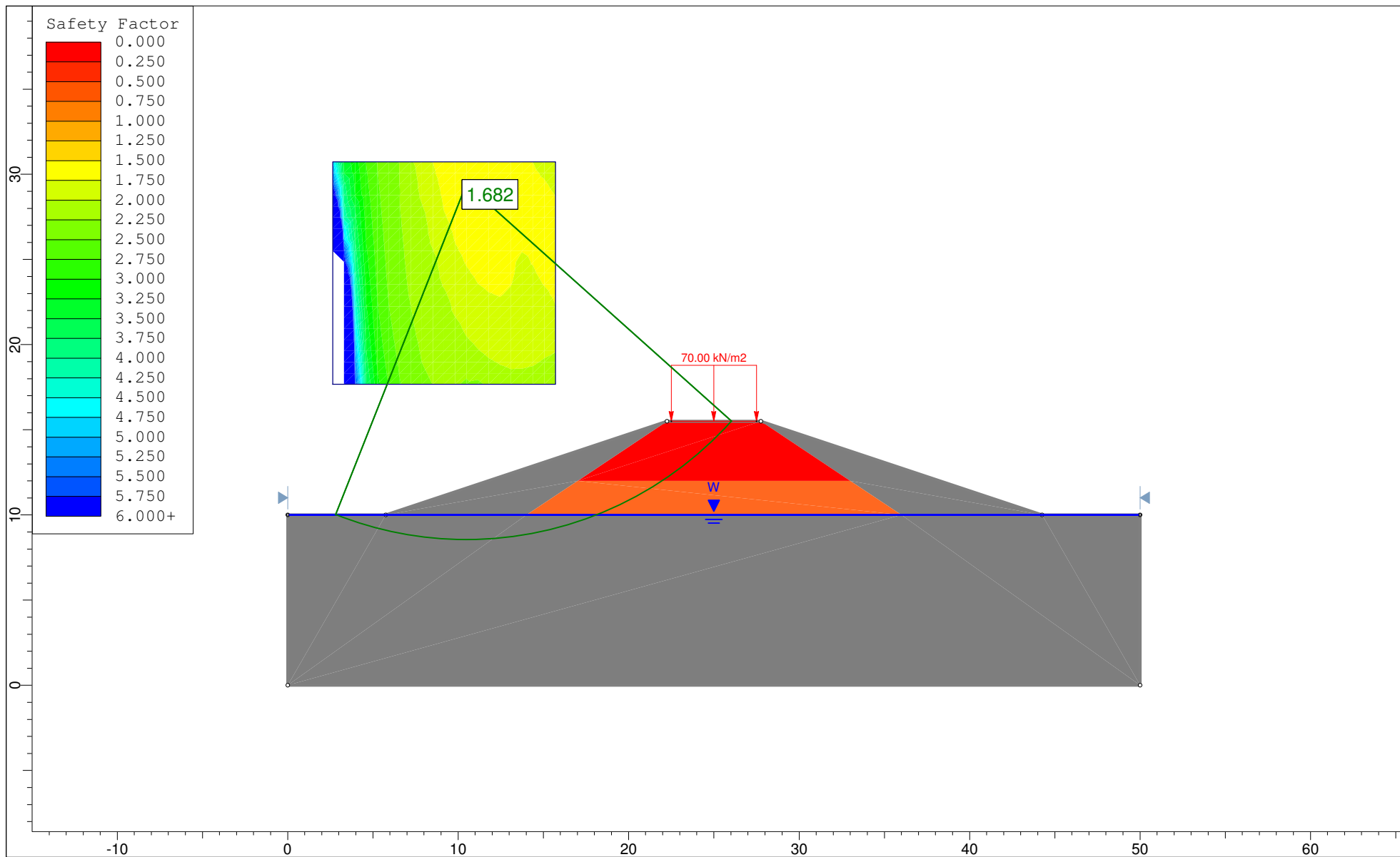
Anexo IX - Medidas correctivas modeladas en Slide




<i>Project</i>			
Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos			
<i>Analysis Description</i>			
PK46 - Analisis de Estabilidad Solucion con Berma Sup. 1m, Berma Inter. 1m y Pendiente 2:1			
<i>Drawn By</i>	Mario Mansilla Yulan	<i>Scale</i>	1:340.4
		<i>Company</i>	FIUBA
<i>Date</i>	11/05/2017		<i>File Name</i>
		PK46_Soluciyn_Pendiente_2-1_BermaSup1m_BermaInter1m.slim	

SLIDEINTERPRET 6.005

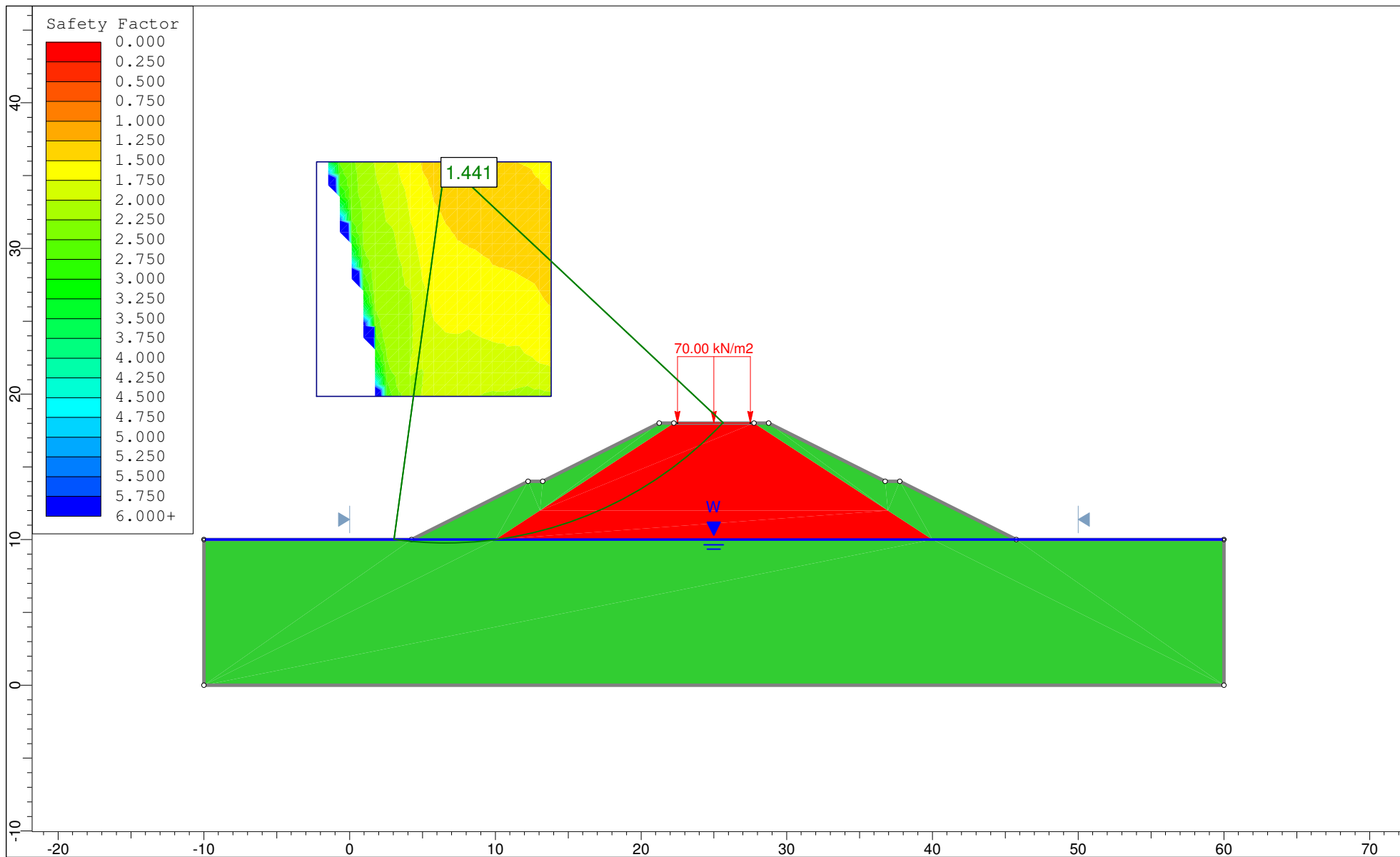
Anexo IX - Medidas correctivas modeladas en Slide



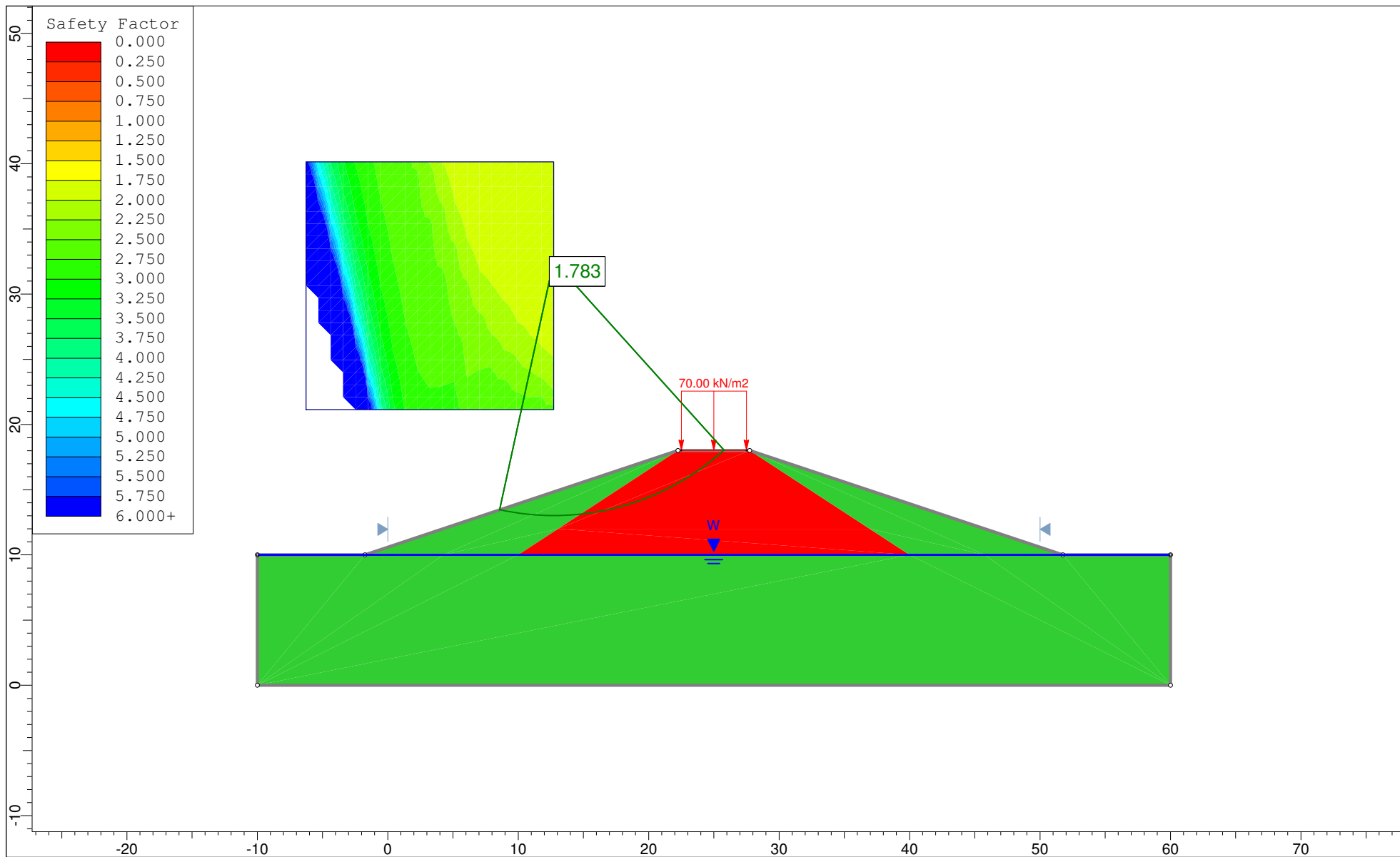
	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK46 - Analisis de Estabilidad Solucion con Pendiente 3:1		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:316.6	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017		File Name	PK46_Soluciyn_Pendiente_3-1.slim	


SLIDEINTERPRET 6.005



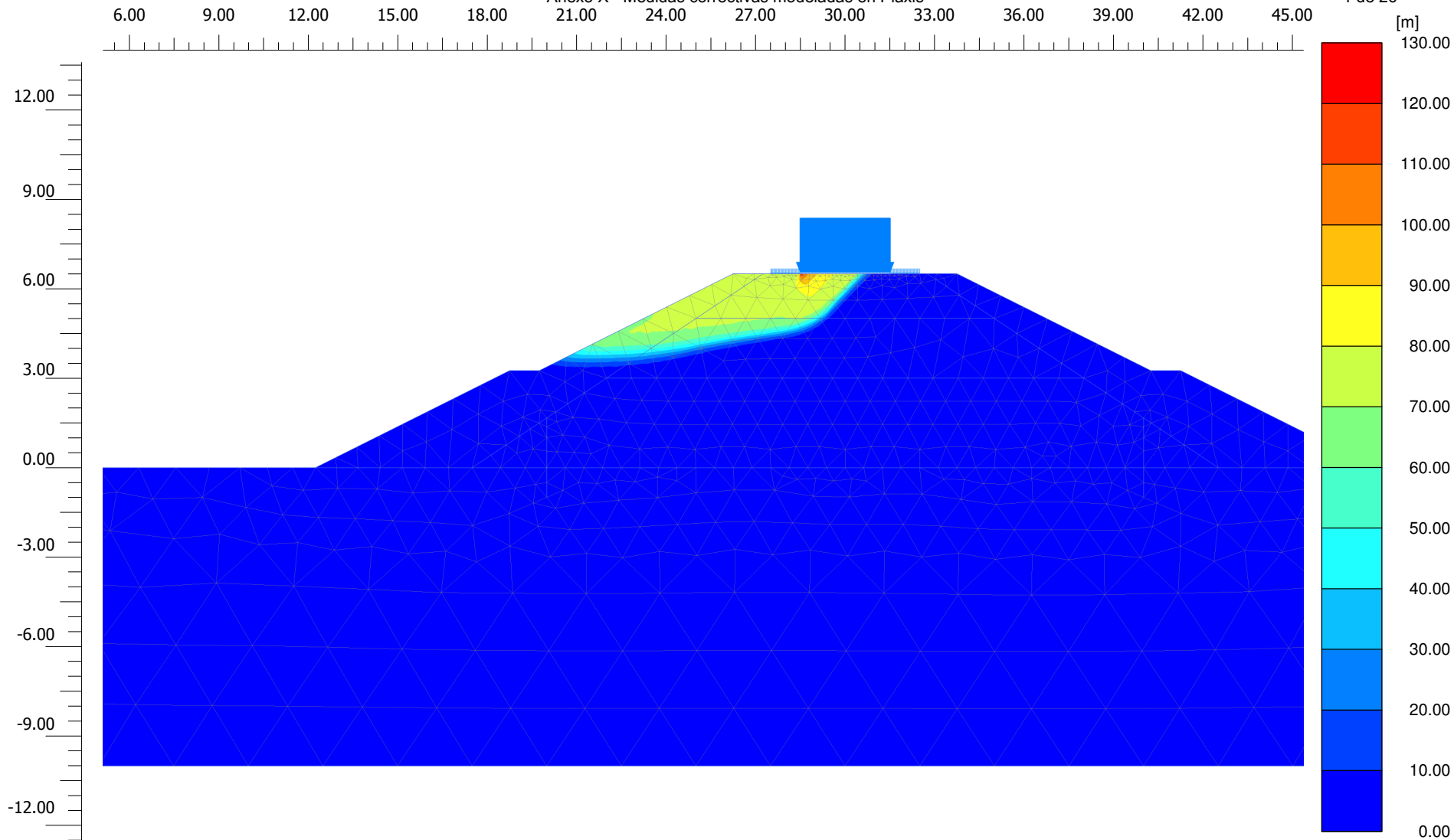


	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK70 - Análisis de Estabilidad Soluciyn con Berma Sup. 1m, Berma Inter. 1m y Pendiente 2:1		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:370.3	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017		File Name	PK70_Soluciyn_Pendiente_2-1_BermaSup1m_BermaInter1m.slim	



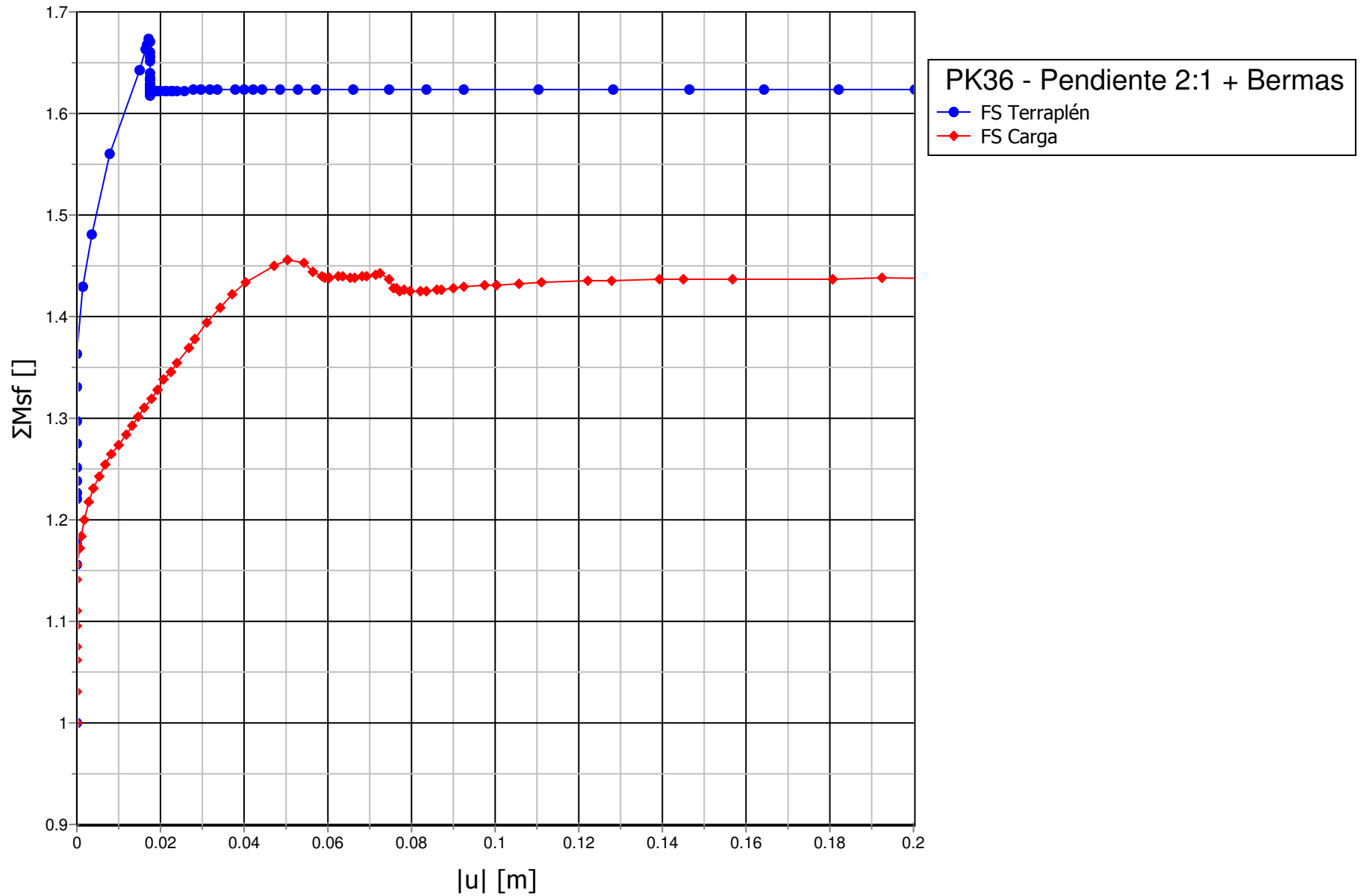
	Project			Tesis - Terraplenes Ferroviarios sobre Suelos Blandos		
	Analysis Description			PK70 - Análisis de Estabilidad Soluciyn con Pendiente 3:1		
	Drawn By	Mario Mansilla Yulan	Scale	1:413.7	Company	FIUBA
	Date	11/05/2017	File Name	PK70_Soluciyn_Pendiente_3-1.slim		

# **Anexo X - Medidas correctivas modeladas en Plaxis**

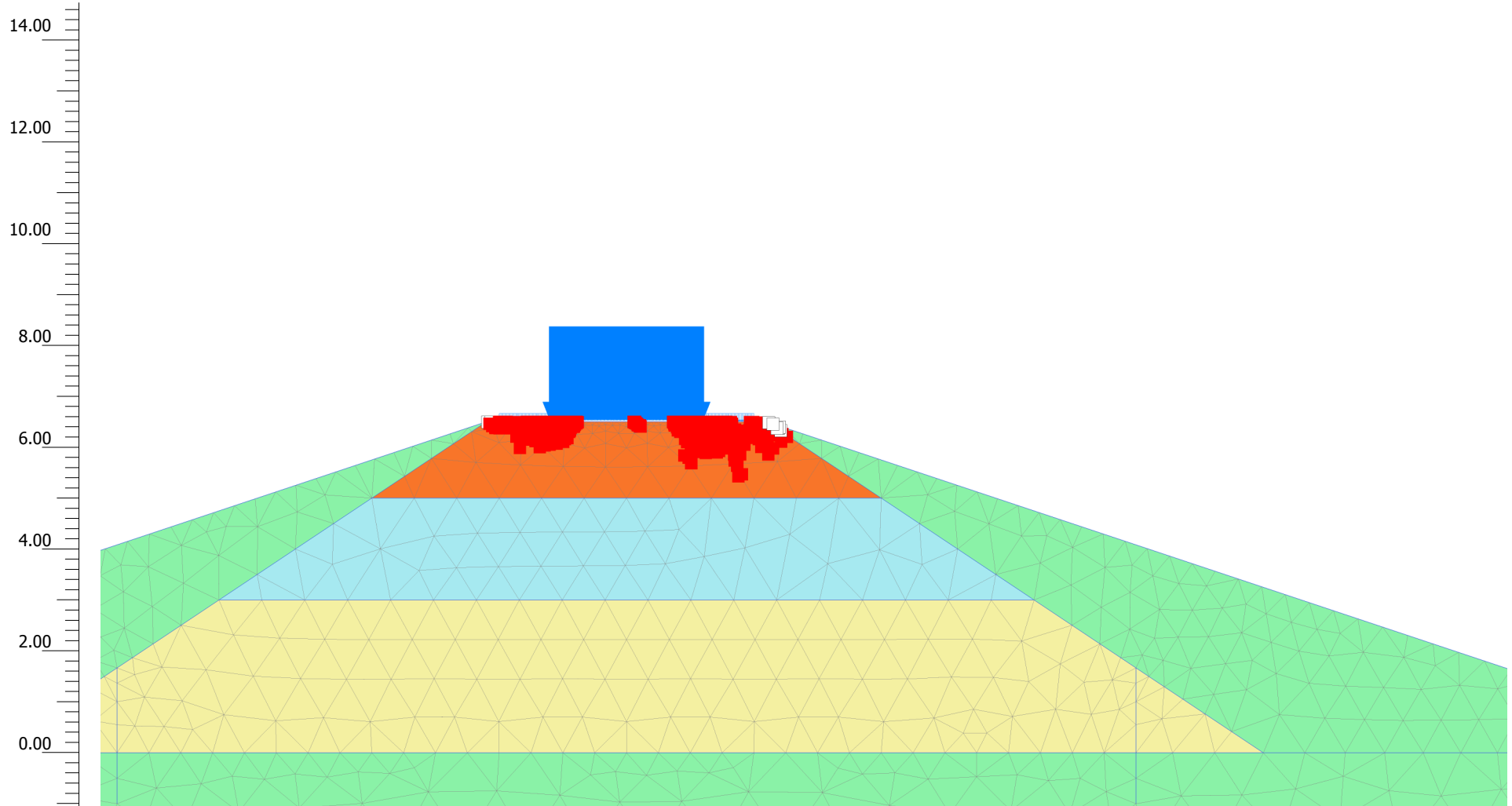


**Total displacements |u|**

Maximum value = 125.9 m (Element 185 at Node 8587)

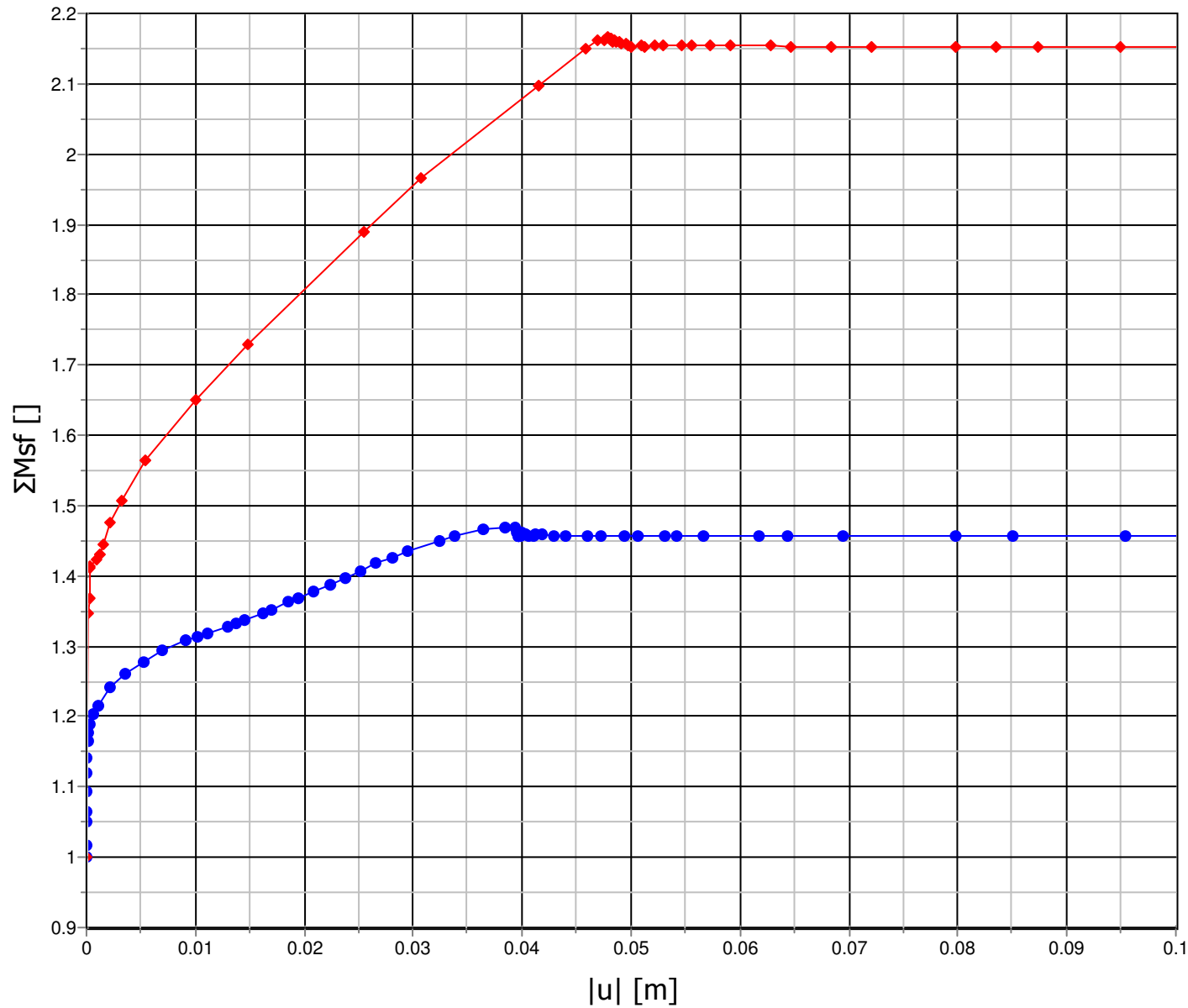


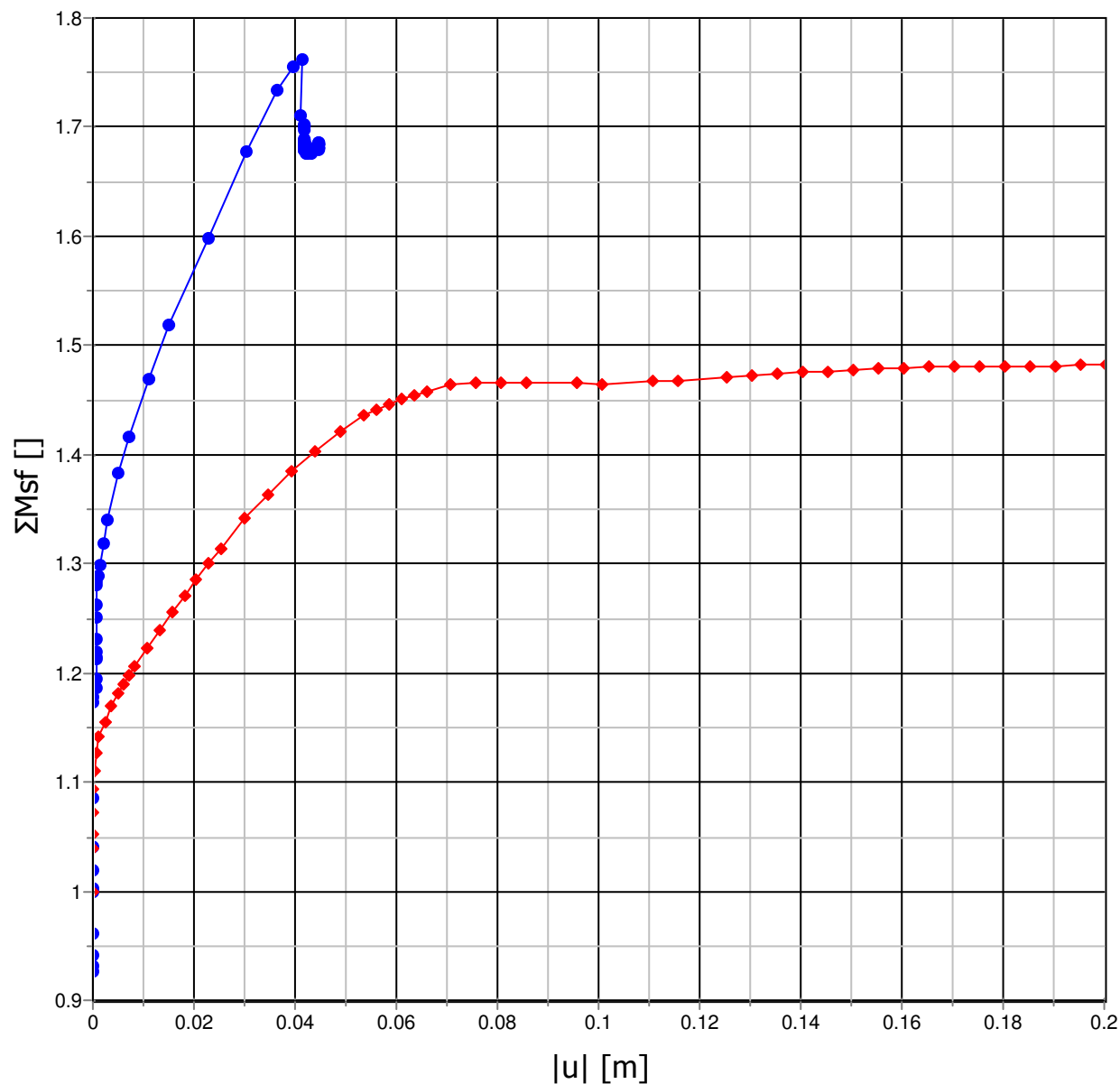
20.00 22.00 24.00 26.00 28.00 30.00 32.00 34.00 36.00 38.00 40.00 42.00 44.00 46.00



**Plastic points**

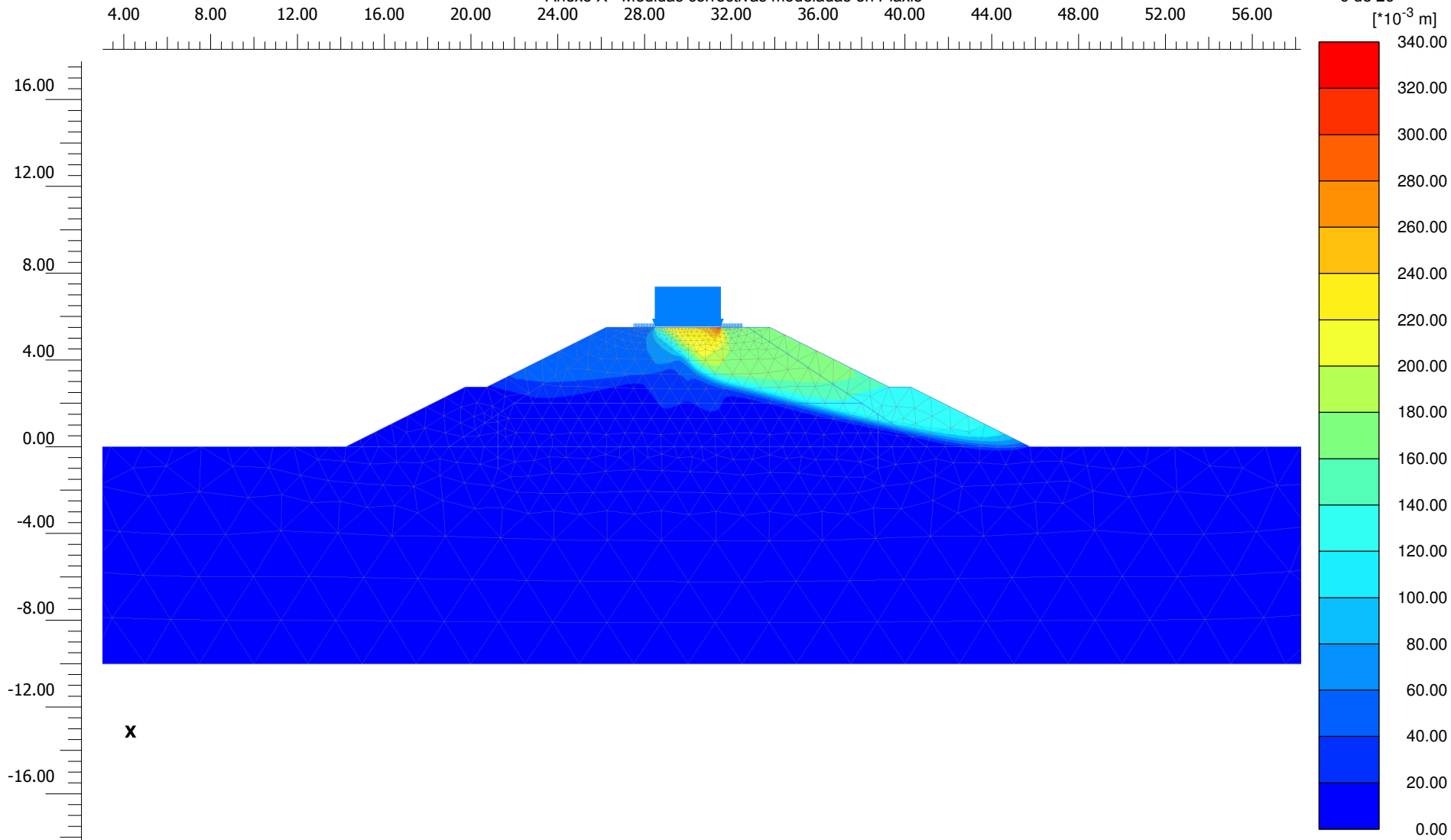
- Failure point
- ▼ Cap point
- ▲ Hardening point
- Tension cut-off point
- ◆ Cap + hardening point





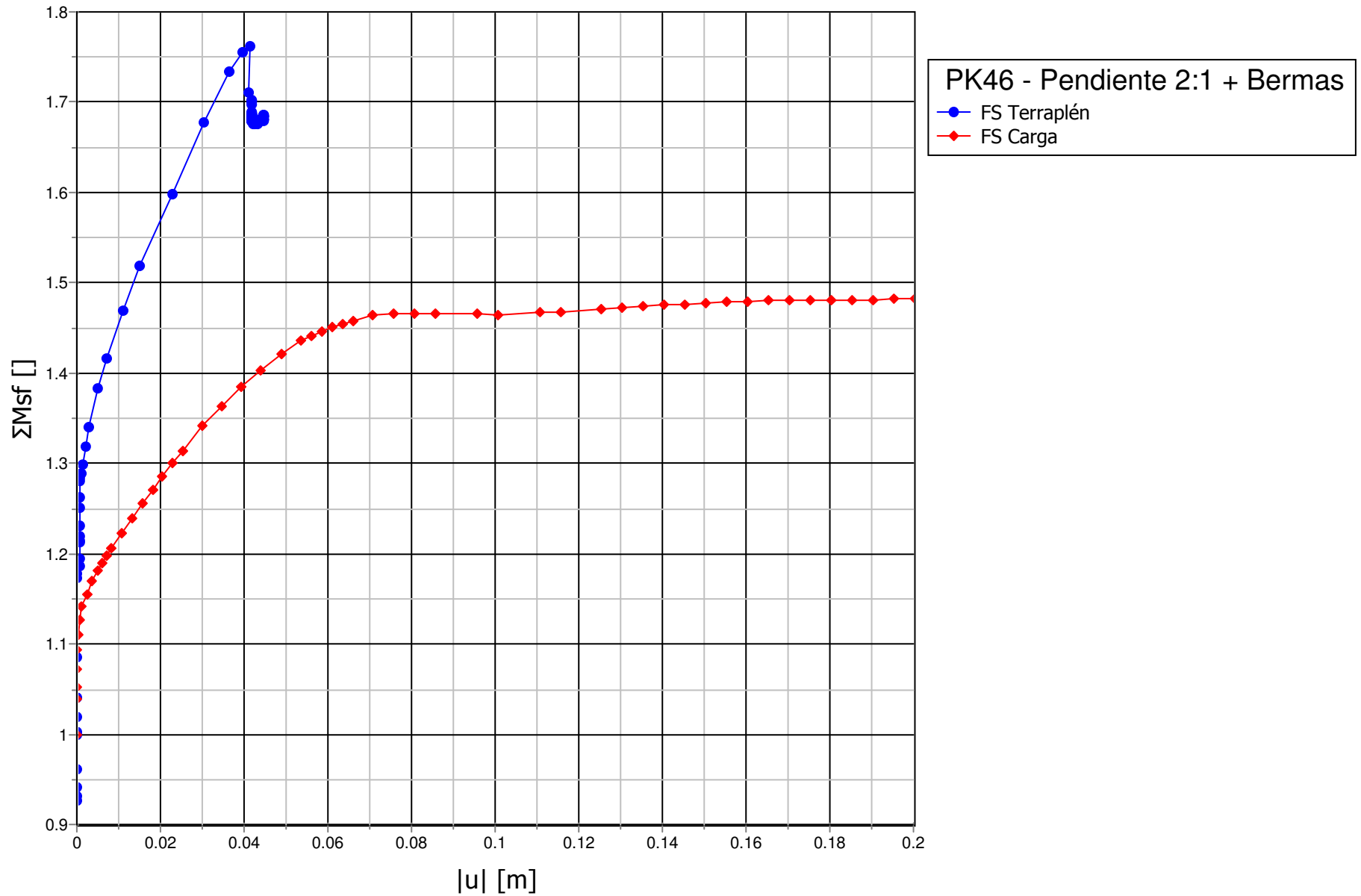
**PK46 - Pendiente 2:1 + Bermas**  
 - FS Terraplén - Saturación 80%  
 - FS Carga - Saturación 80%

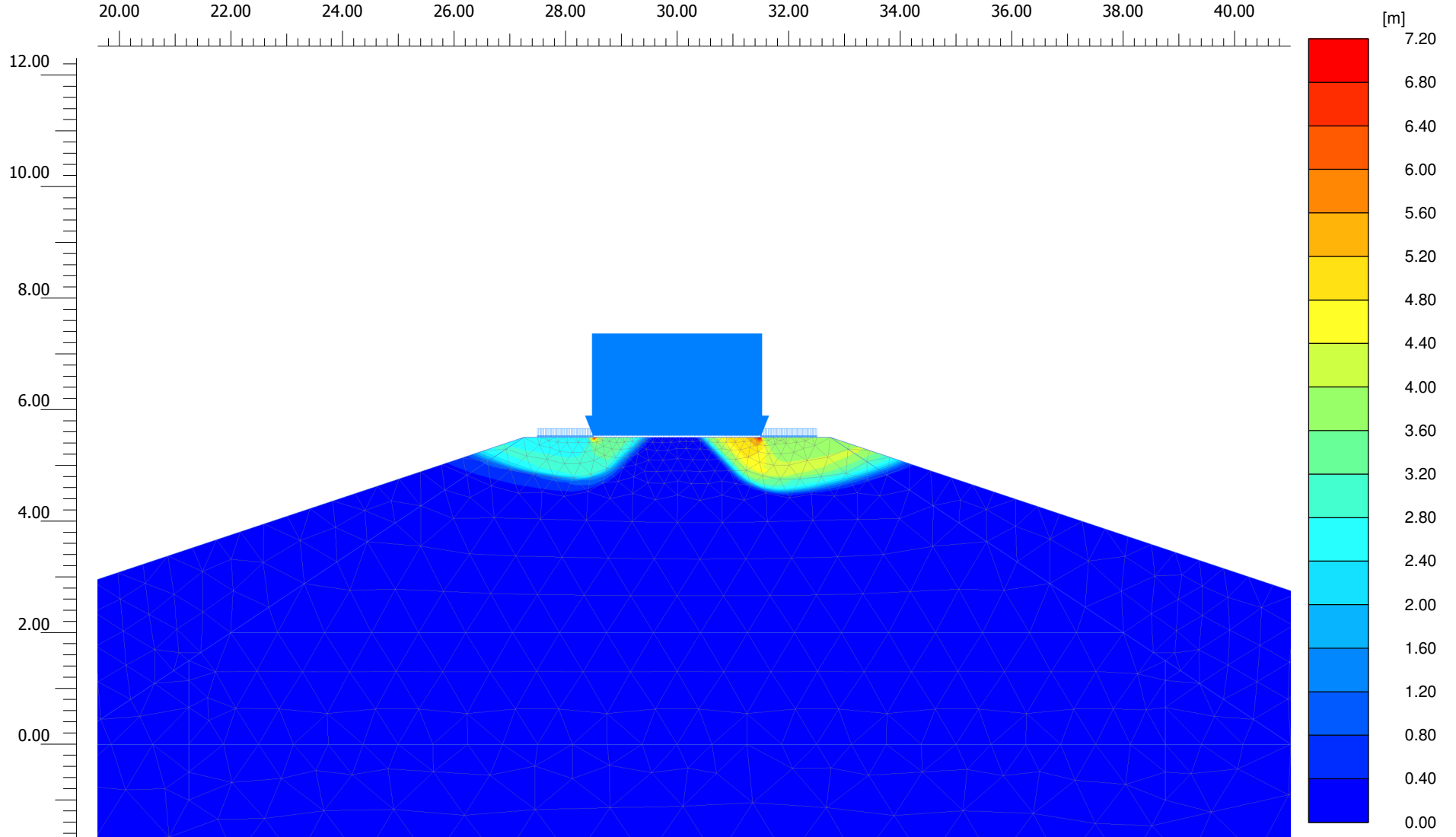




**Total displacements |u|**

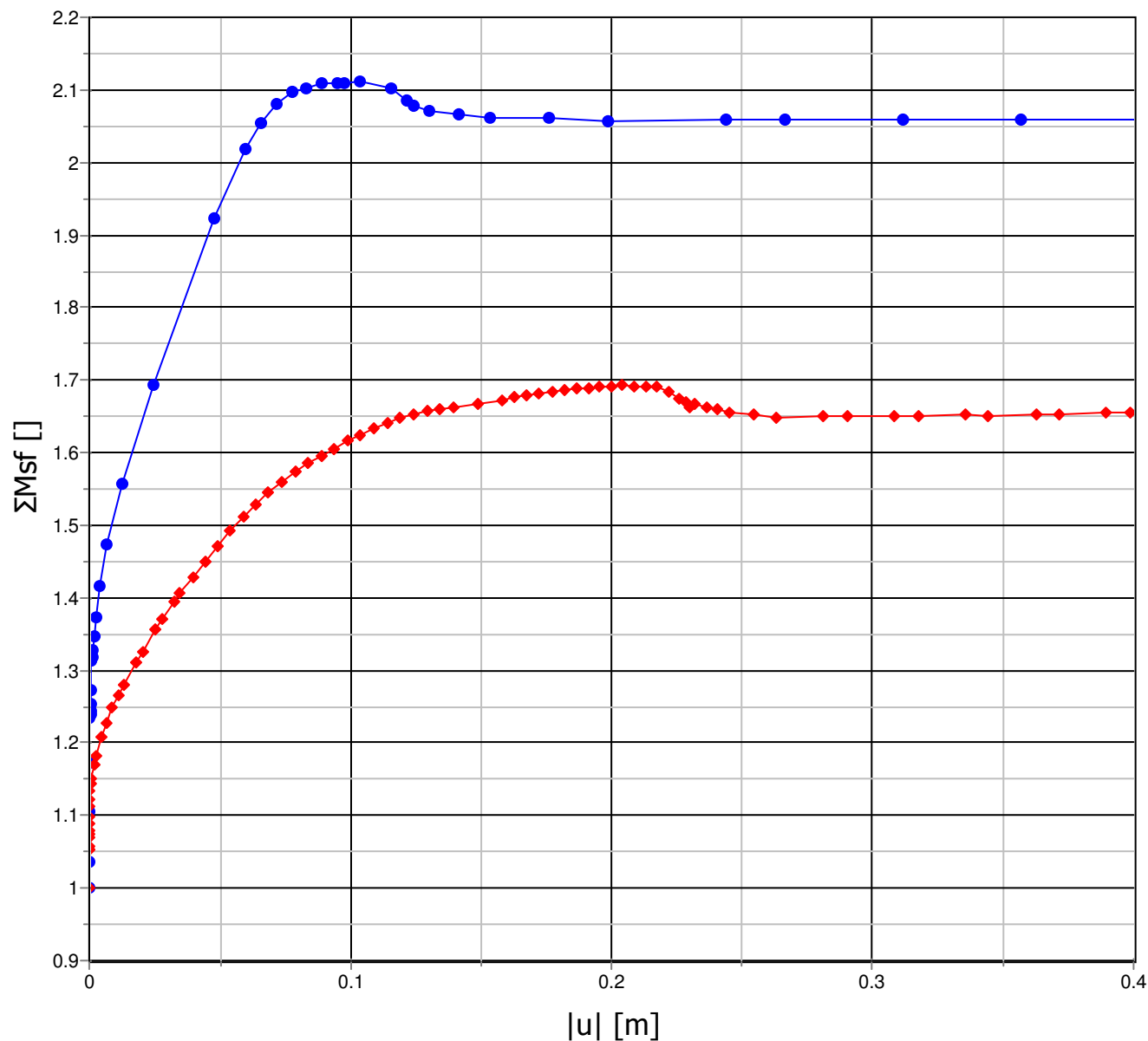
Maximum value = 0.3258 m (Element 409 at Node 6060)





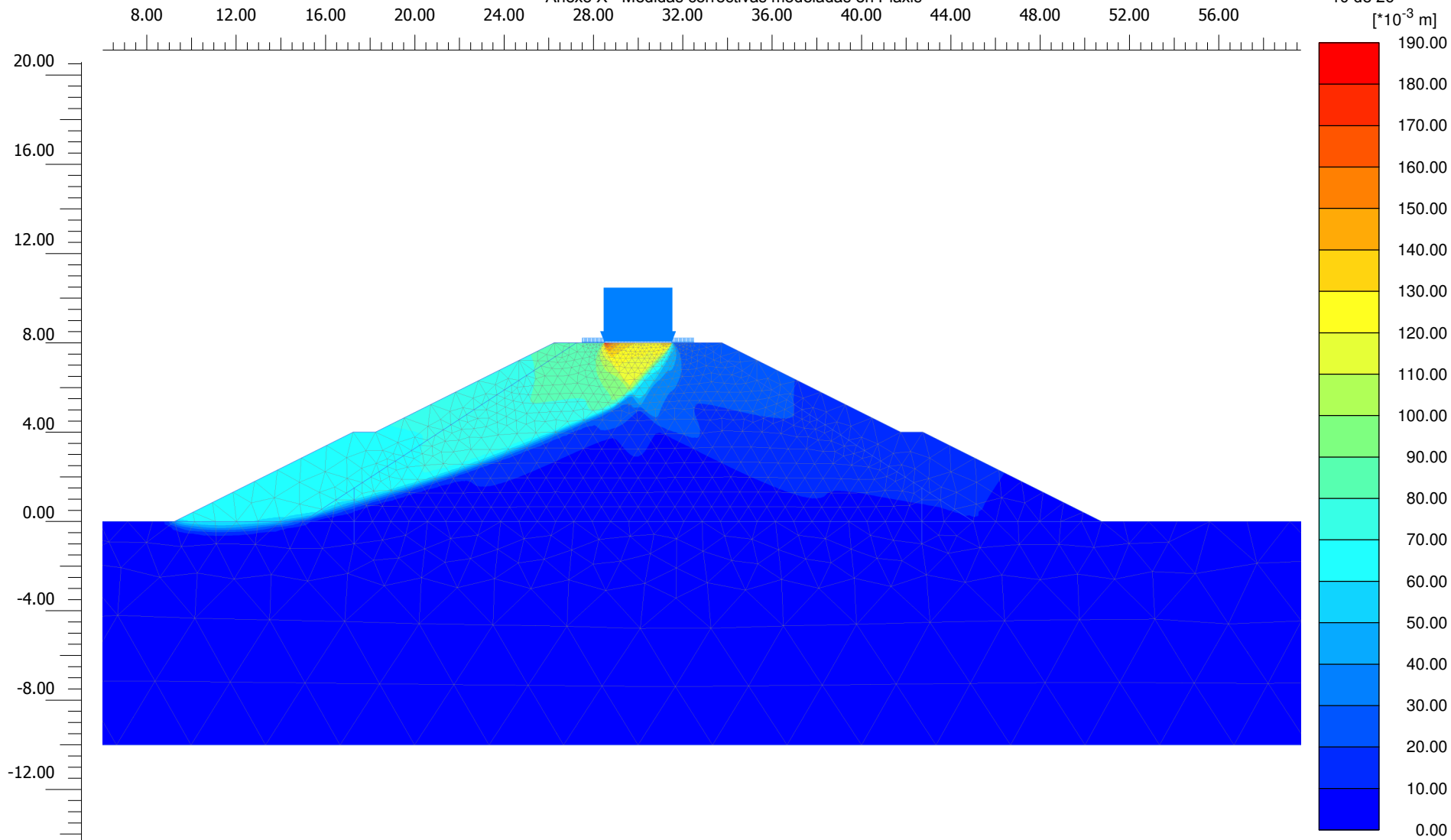
**Incremental displacements  $|\Delta u|$**

Maximum value = 7.085 m (Element 409 at Node 2796)



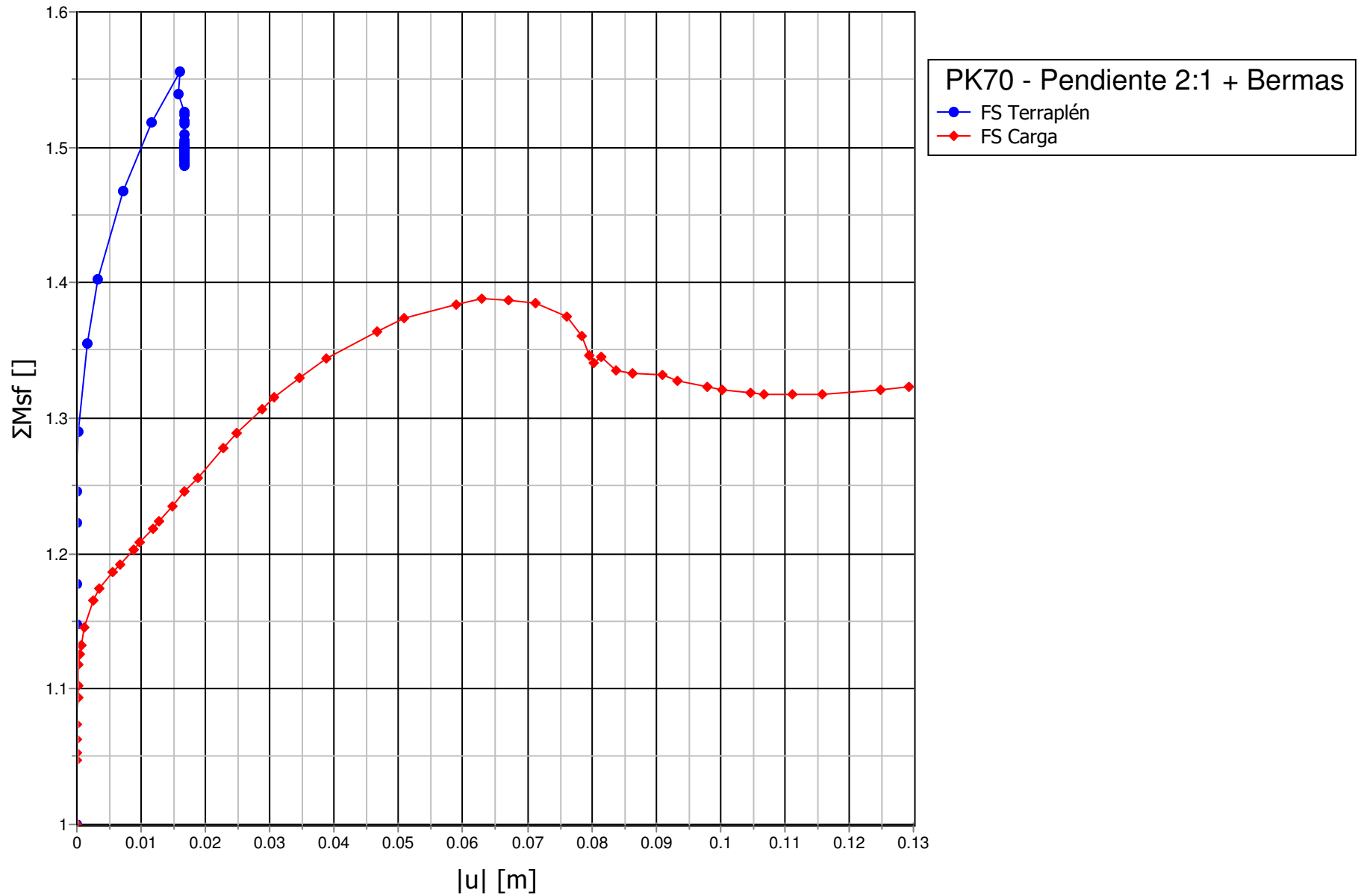
**PK46 - Pendiente 3:1**  
 —●— FS Terraplén - Saturación 80%  
 —◆— FS Carga - Saturación 80%

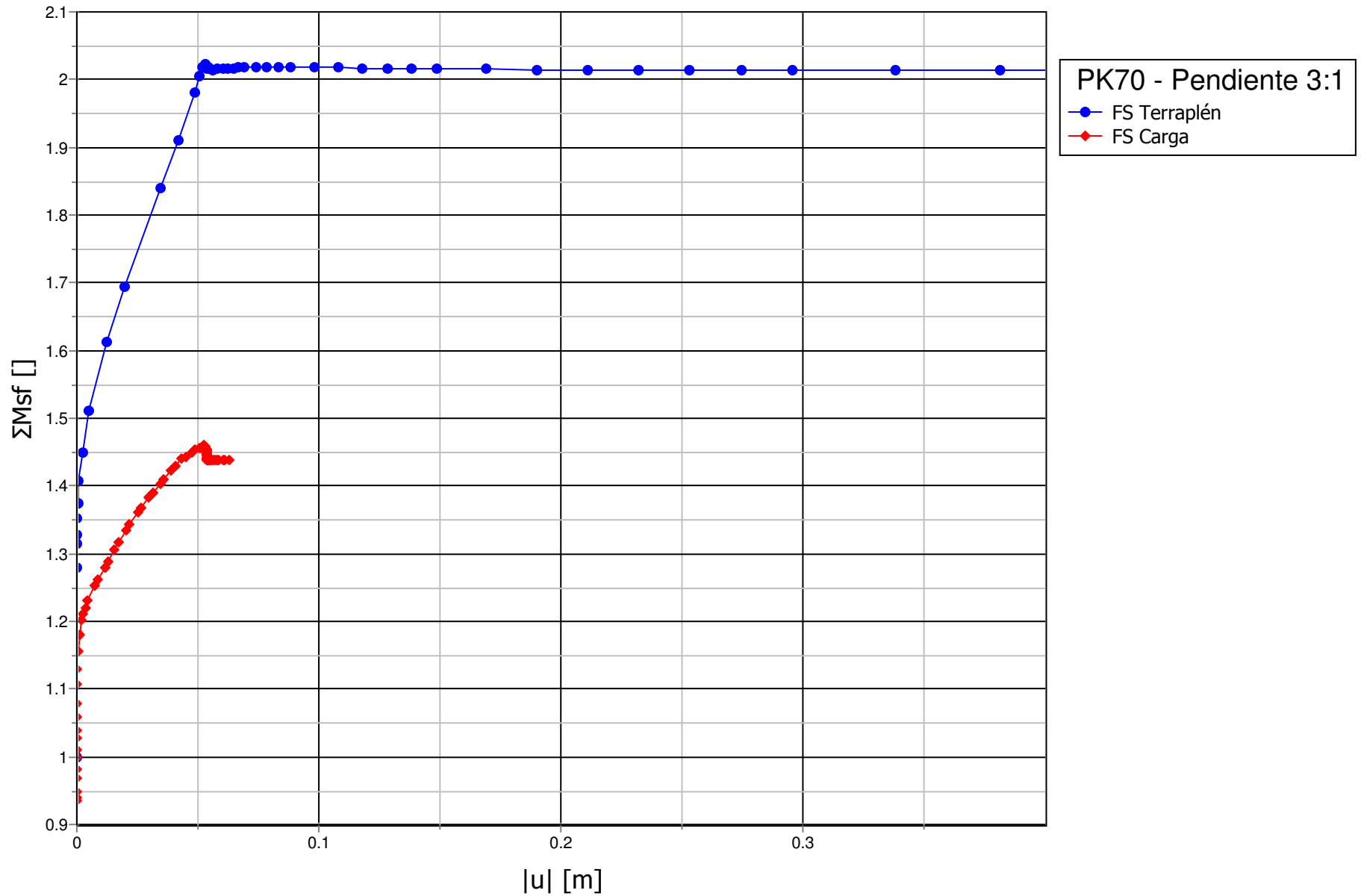
Anexo X - Medidas correctivas modeladas en Plaxis

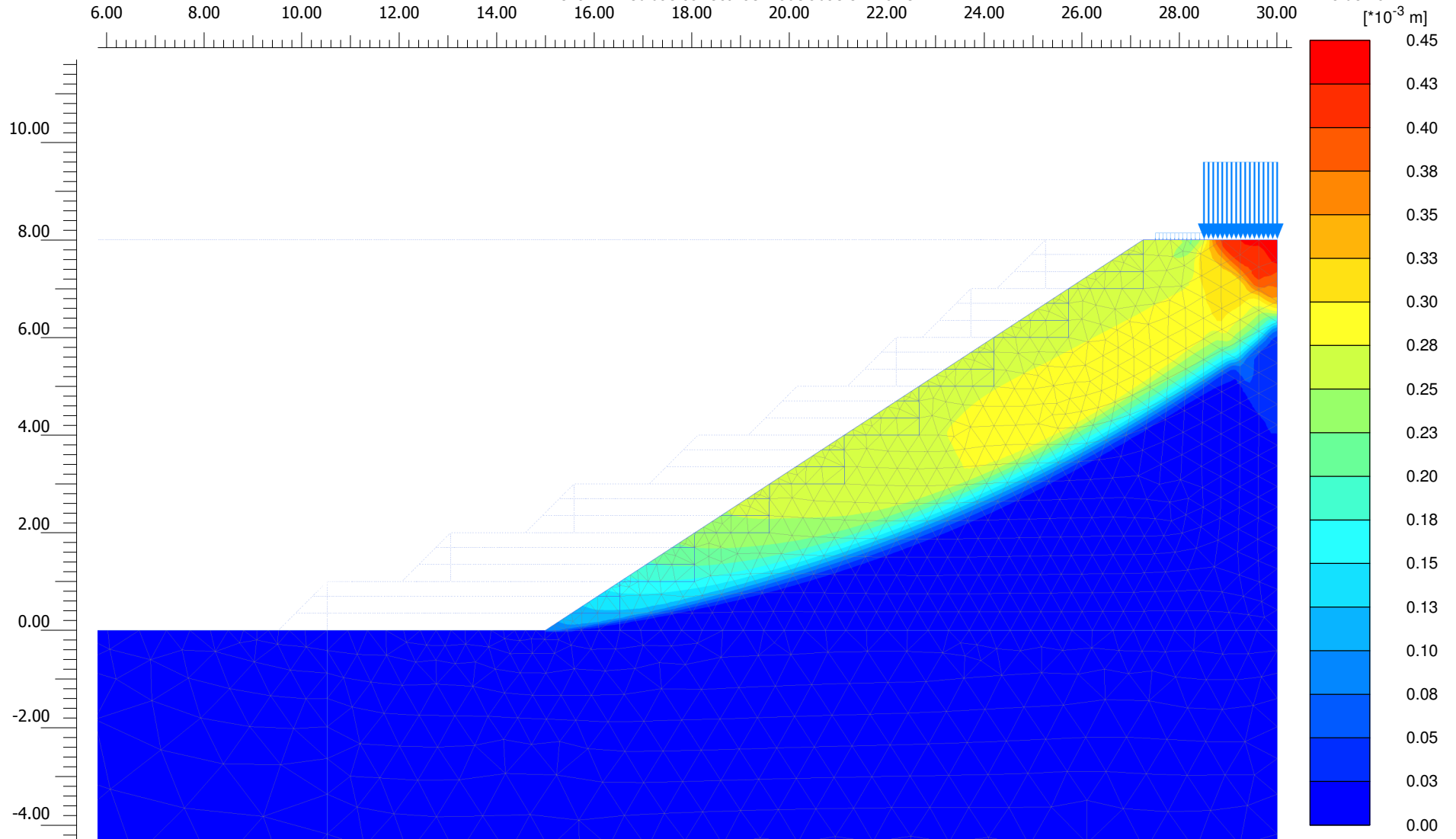


**Total displacements |u|**

Maximum value = 0.1823 m (Element 1187 at Node 12193)



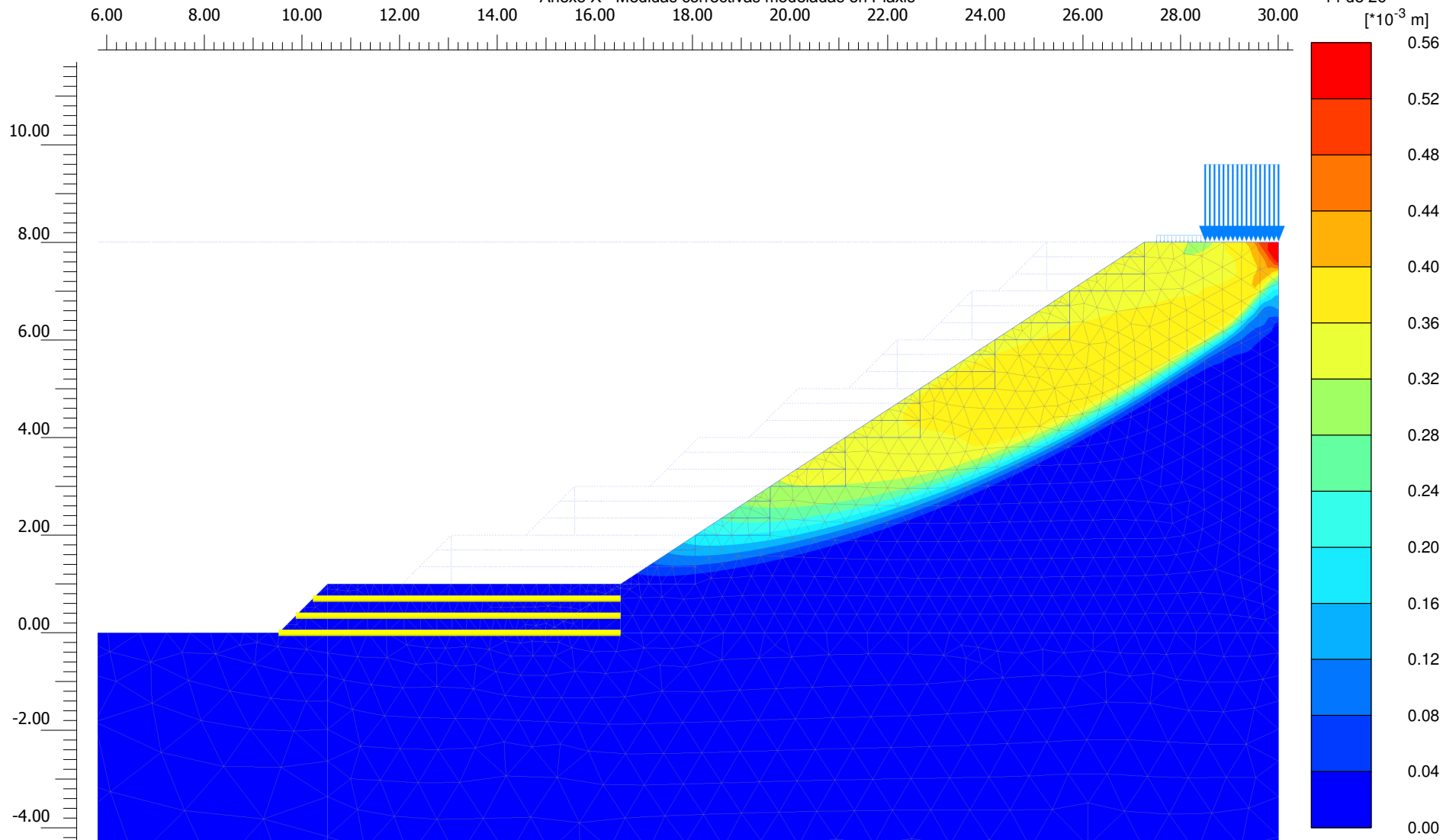




**Incremental displacements |Δu|**

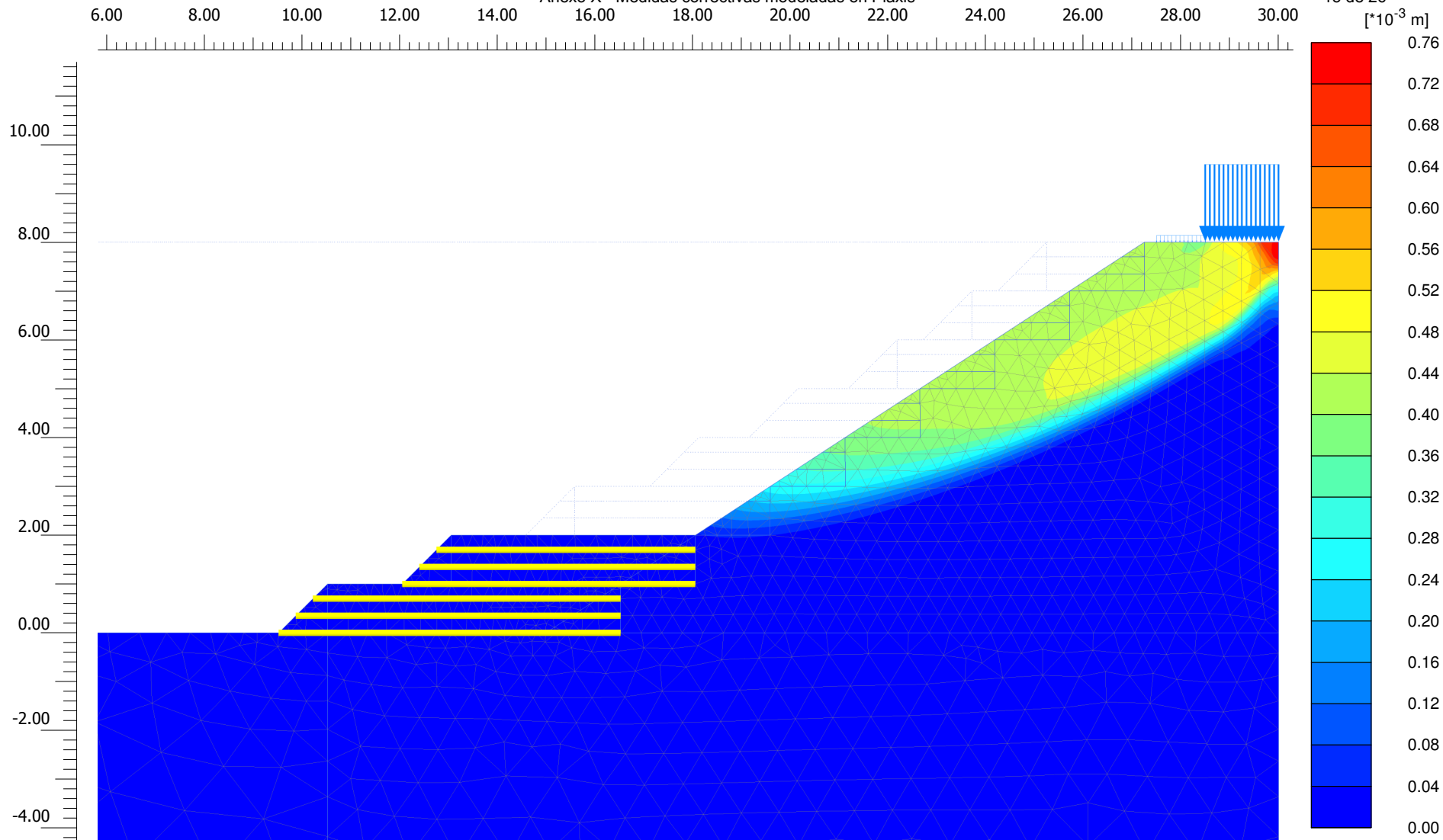
Maximum value =  $0.4384 \cdot 10^{-3}$  m (Element 1446 at Node 27405)





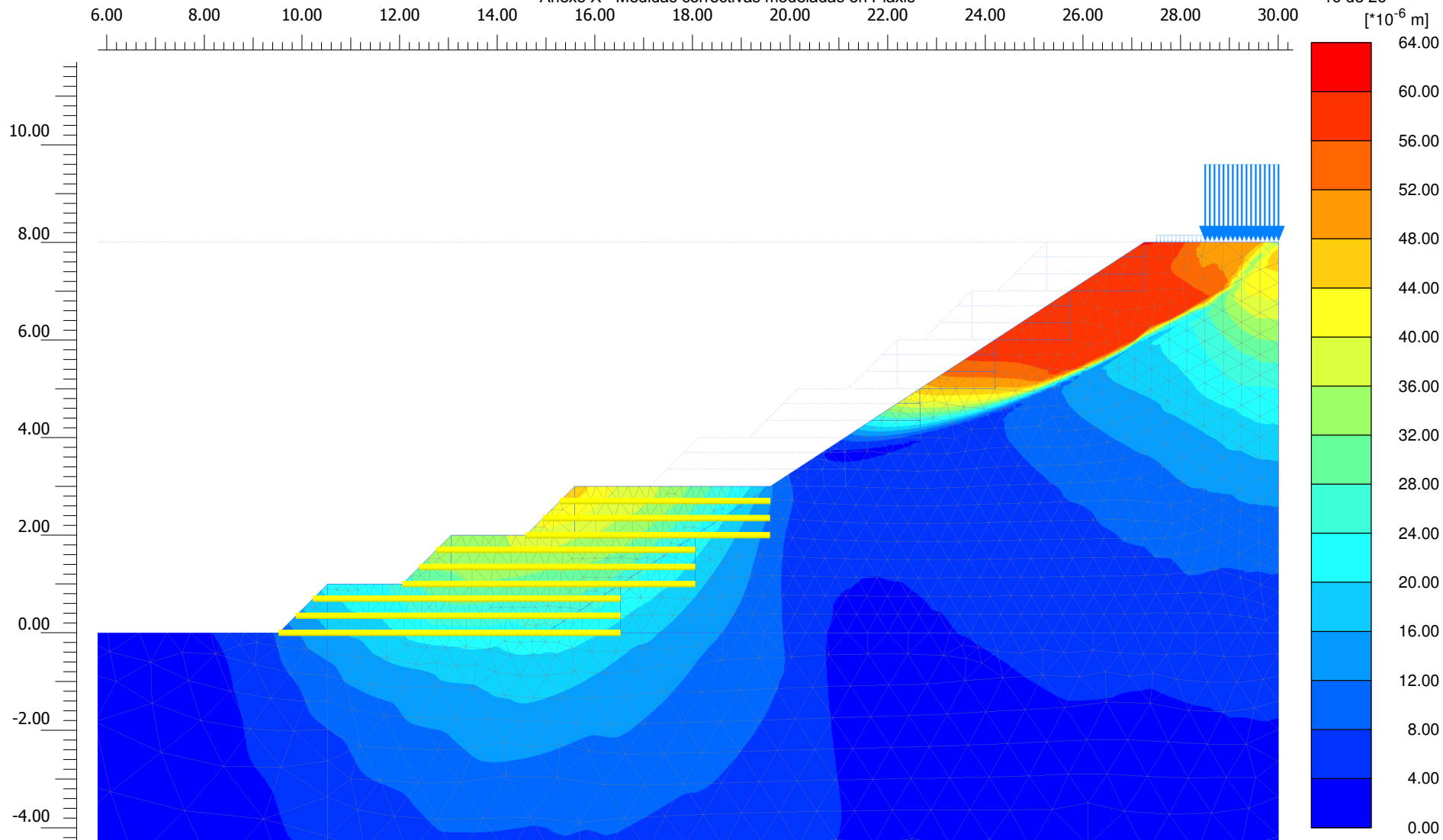
**Incremental displacements |Δu|**

Maximum value =  $0.5371 \cdot 10^{-3}$  m (Element 1446 at Node 27407)



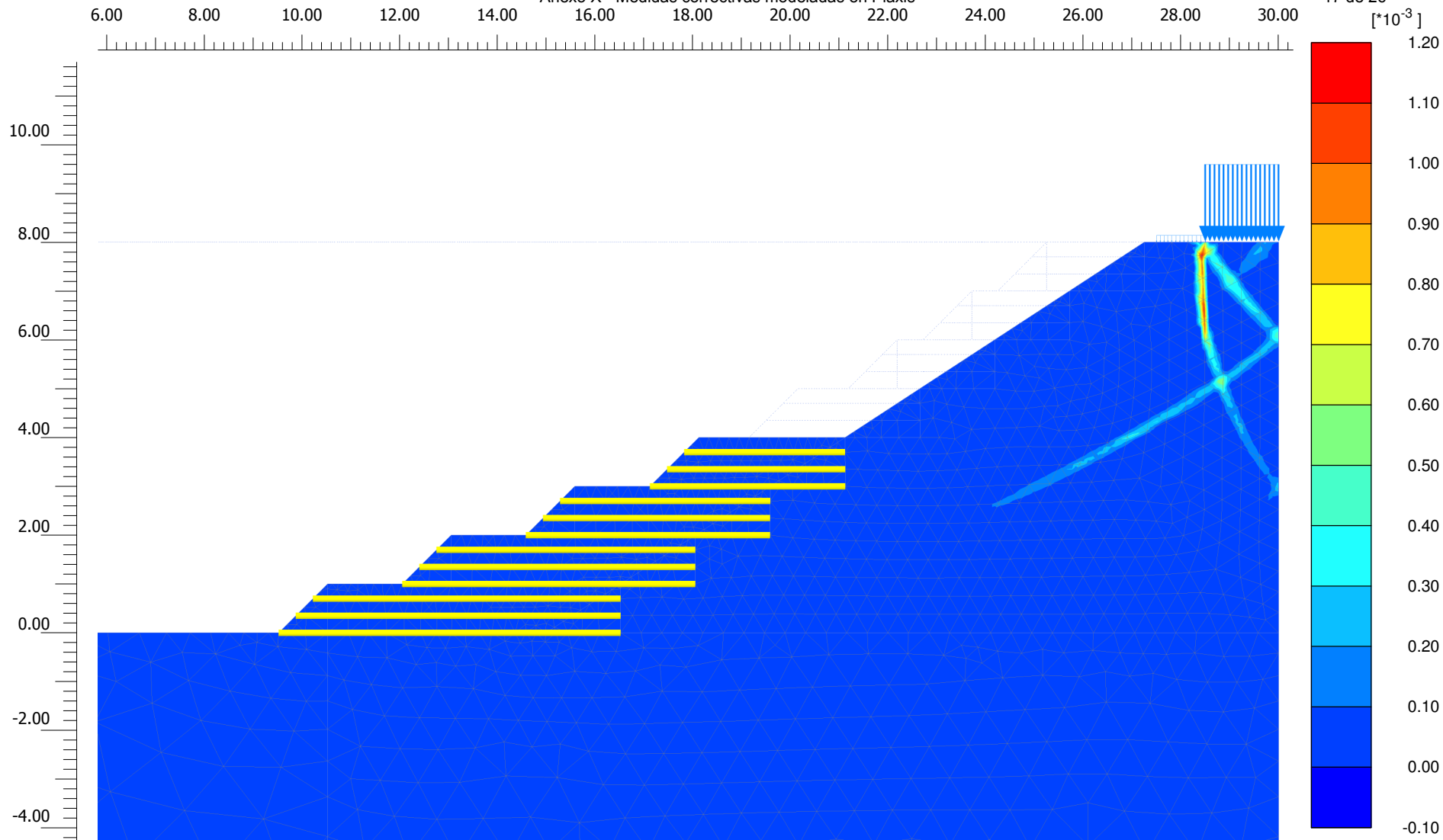
**Incremental displacements |Δu|**

Maximum value =  $0.7321 \cdot 10^{-3}$  m (Element 1446 at Node 27407)



**Incremental displacements  $|\Delta u|$**

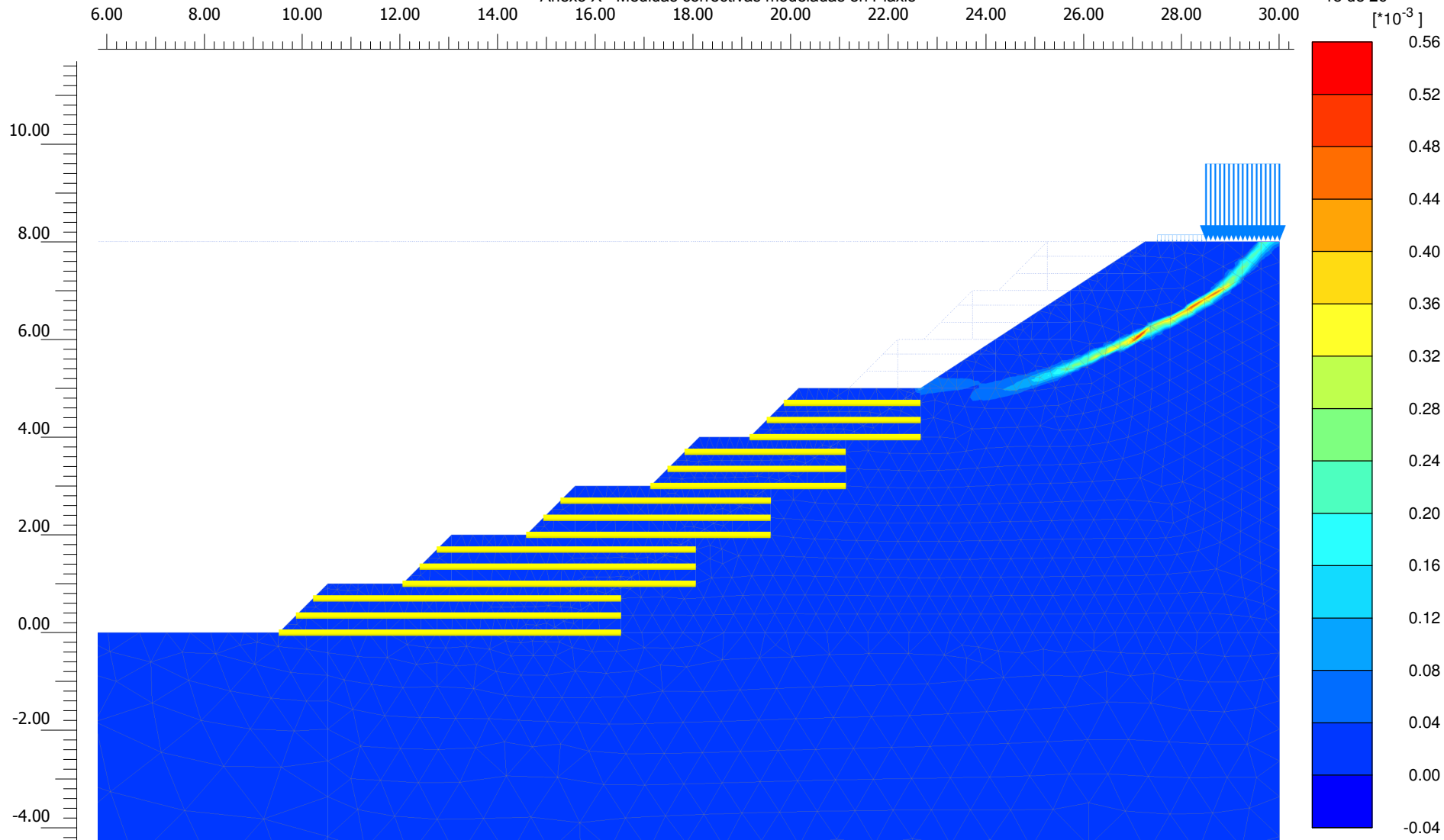
Maximum value =  $0.06037 \cdot 10^{-3}$  m (Element 23 at Node 26211)



**Incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$**

Maximum value =  $1.178 \cdot 10^{-3}$  (Element 1788 at Node 27125)

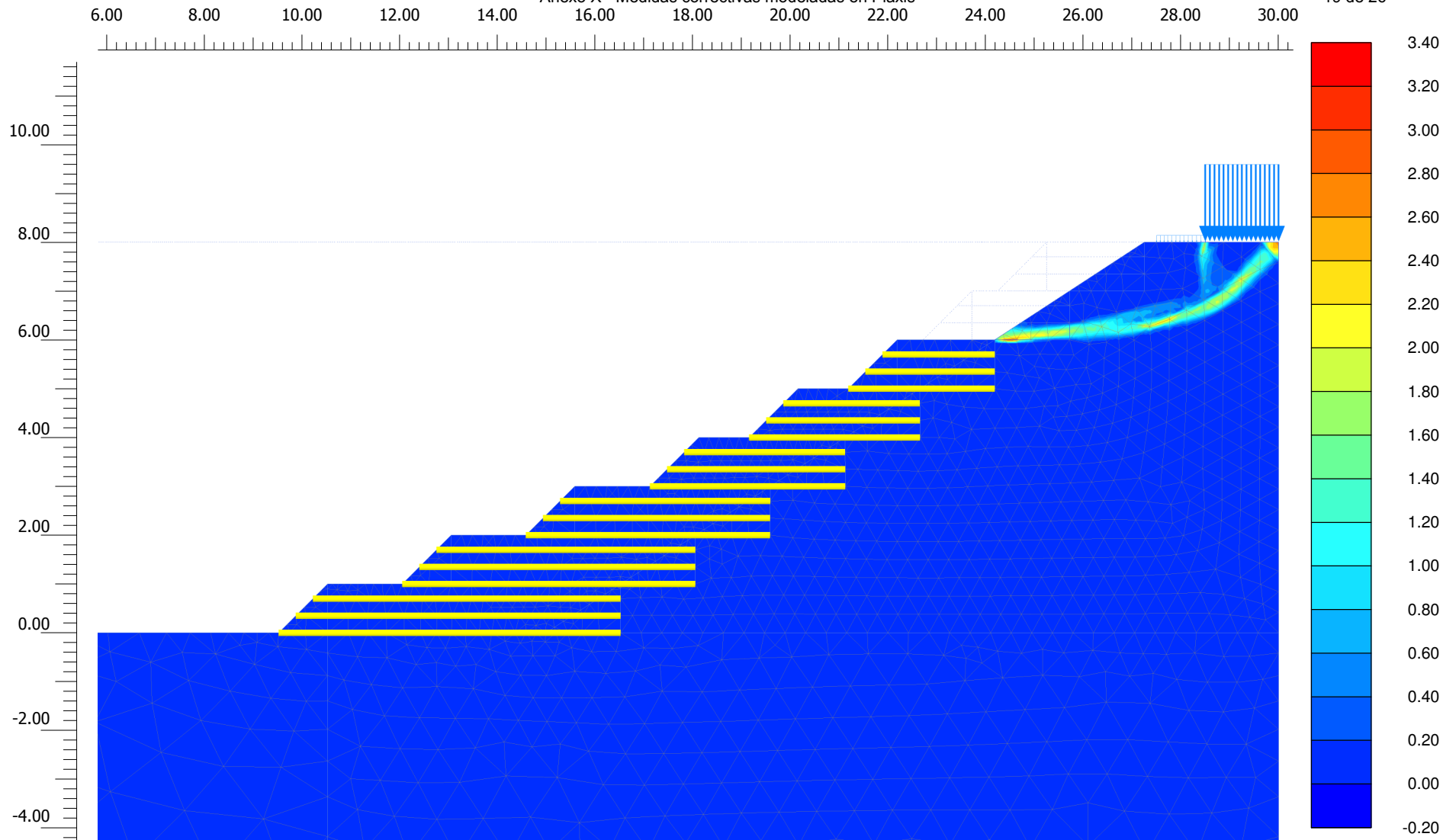
Minimum value =  $1.473 \cdot 10^{-9}$  (Element 2688 at Node 151)



**Incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$**

Maximum value =  $0.5473 \cdot 10^{-3}$  (Element 1923 at Node 26662)

Minimum value =  $0.3634 \cdot 10^{-9}$  (Element 2688 at Node 151)

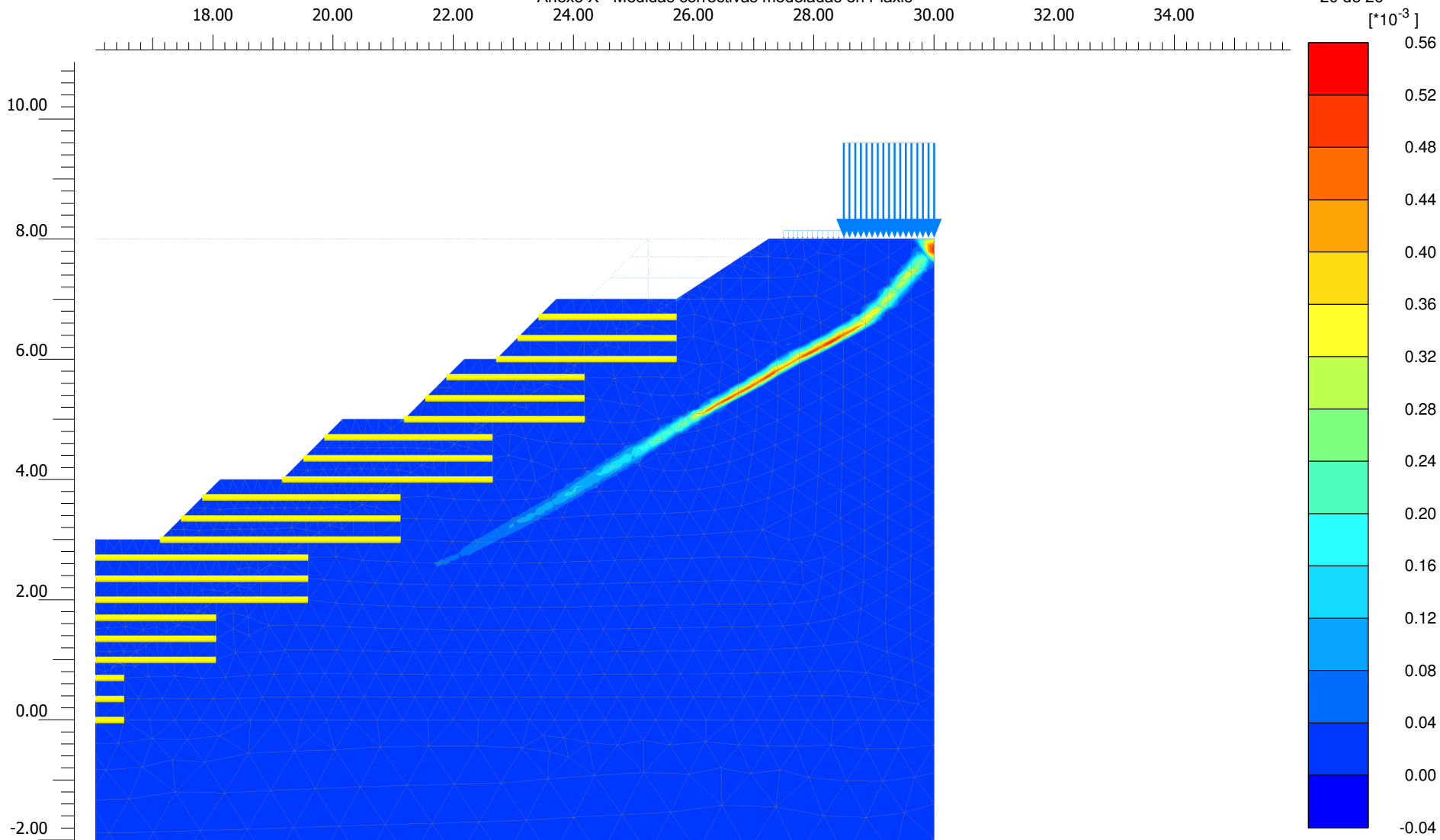


**Incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$**

Maximum value = 3.217 (Element 158 at Node 23155)

Minimum value = 0.000 (Element 2688 at Node 151)

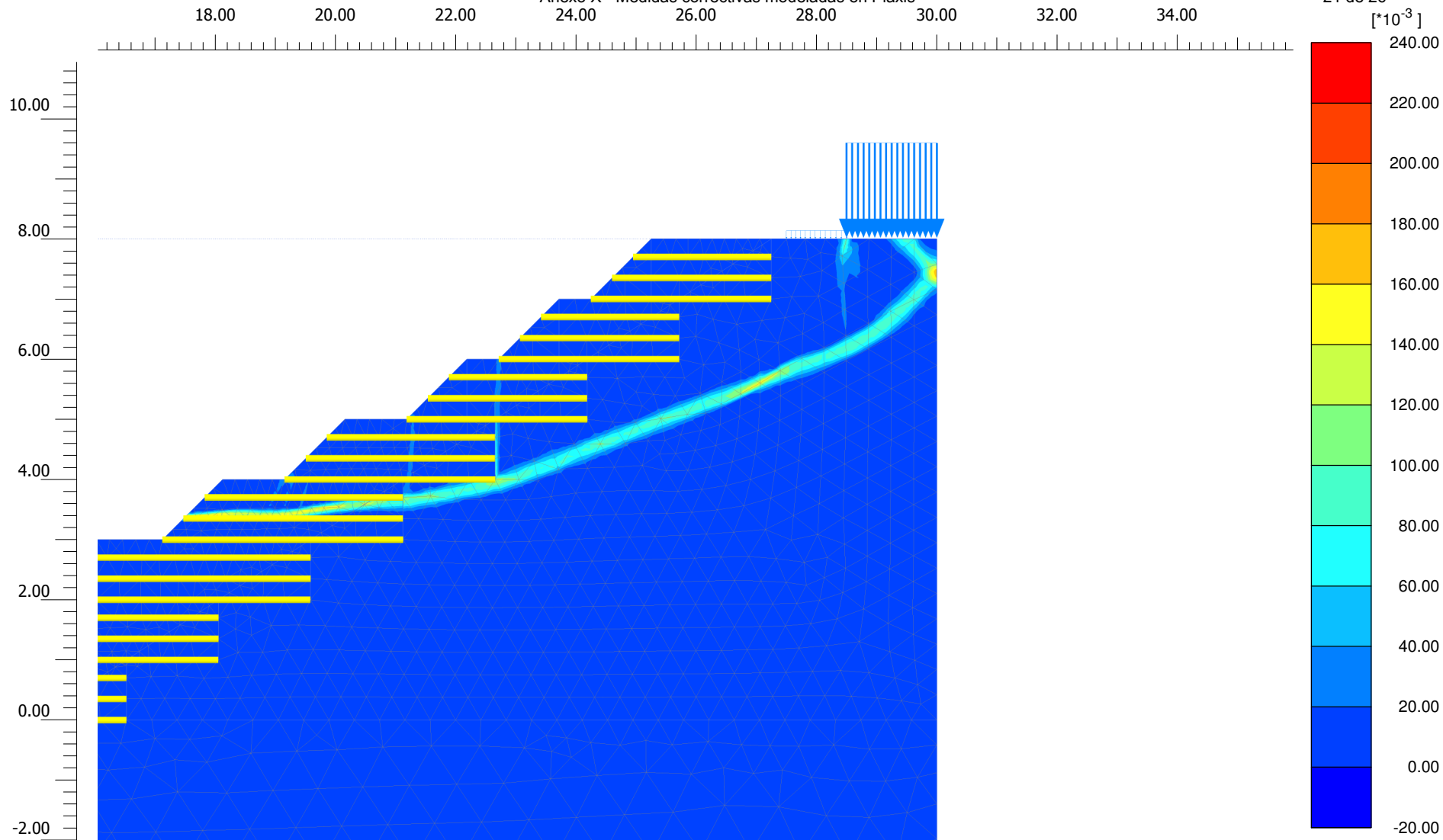




**Incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$**

Maximum value =  $0.5492 \cdot 10^{-3}$  (Element 1732 at Node 27527)

Minimum value =  $0.1520 \cdot 10^{-9}$  (Element 2688 at Node 151)

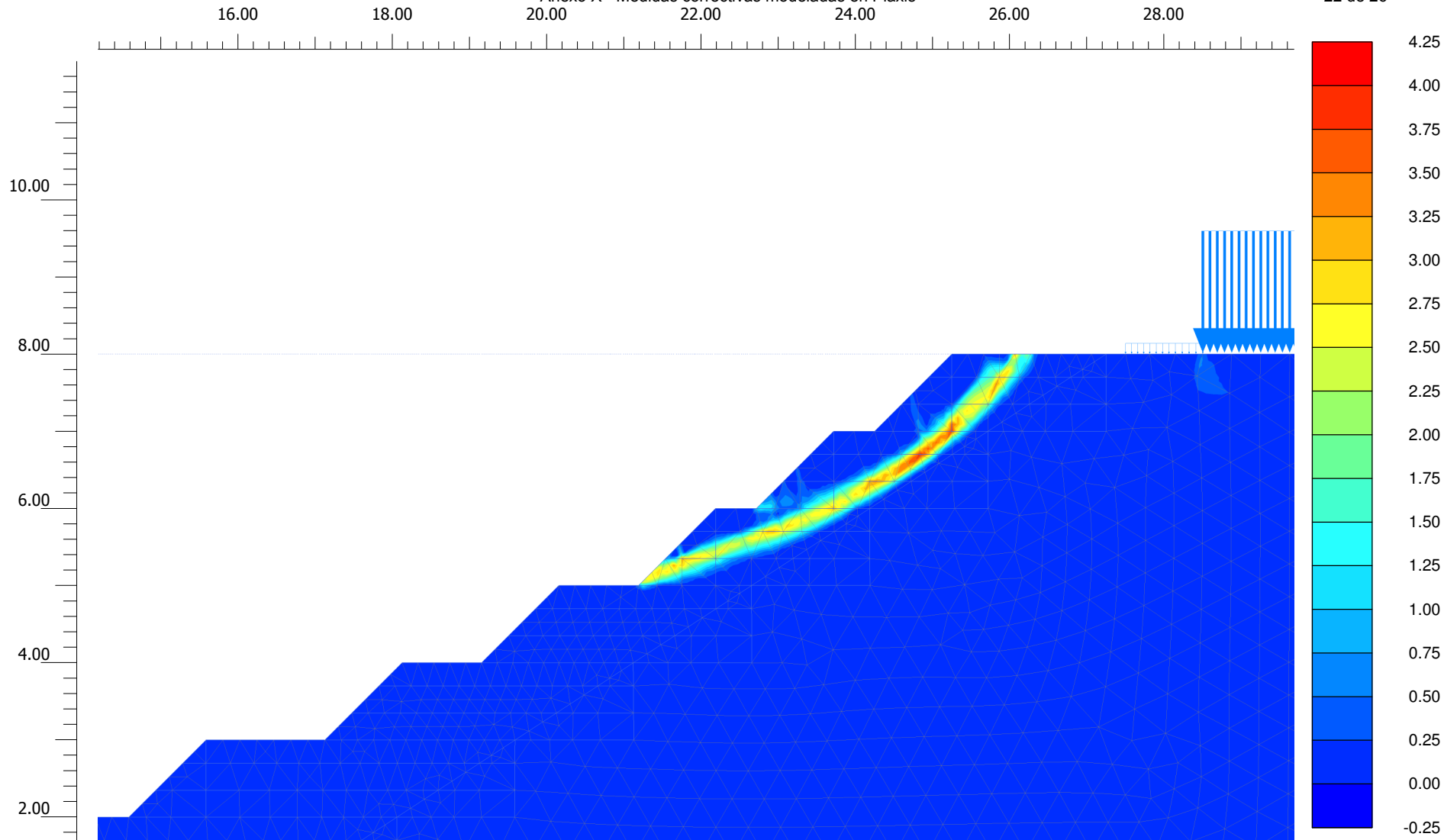


**Incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$**

Maximum value = 0.2332 (Element 1167 at Node 7819)

Minimum value =  $0.2626 \cdot 10^{-9}$  (Element 2320 at Node 3349)

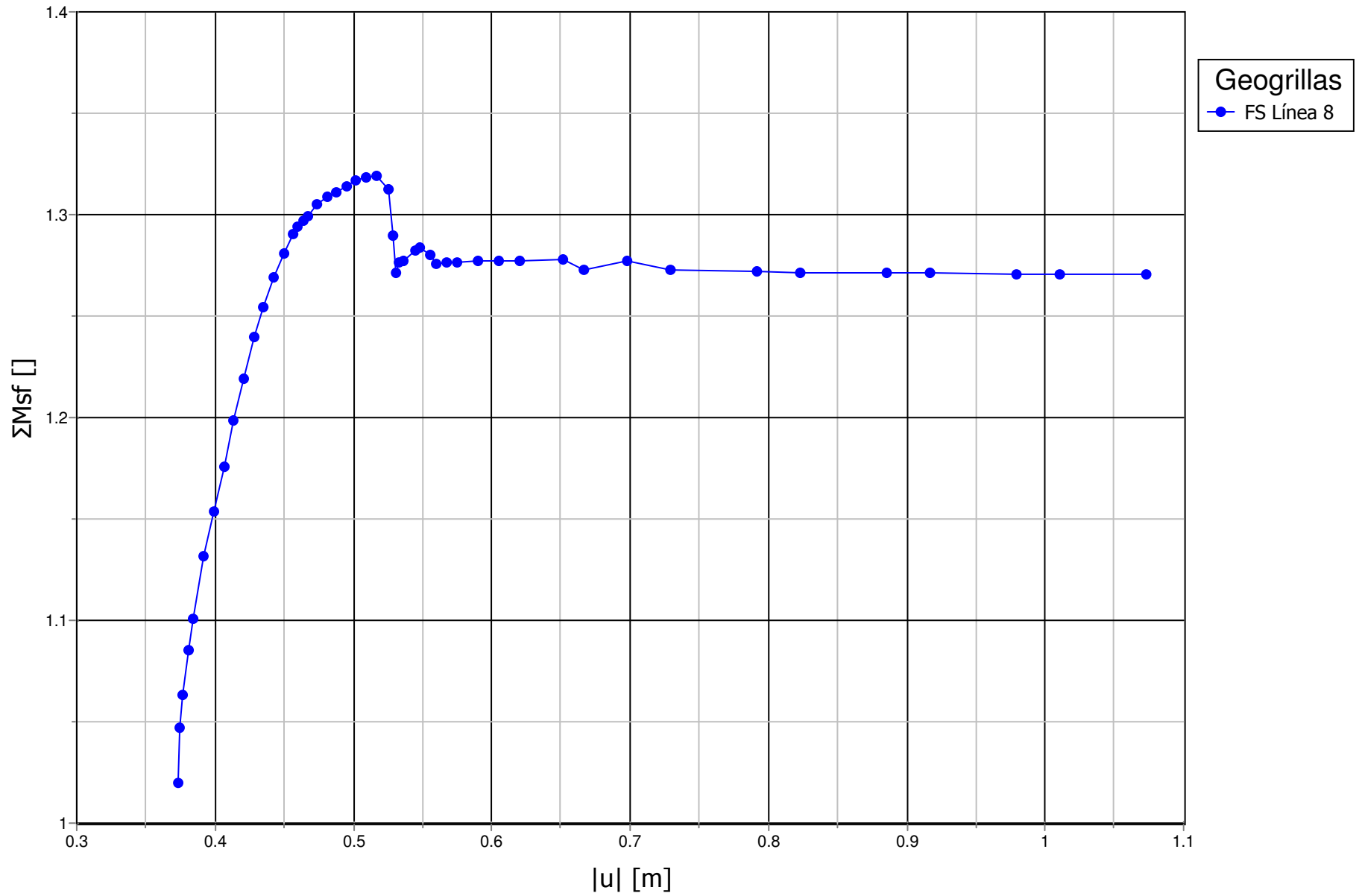


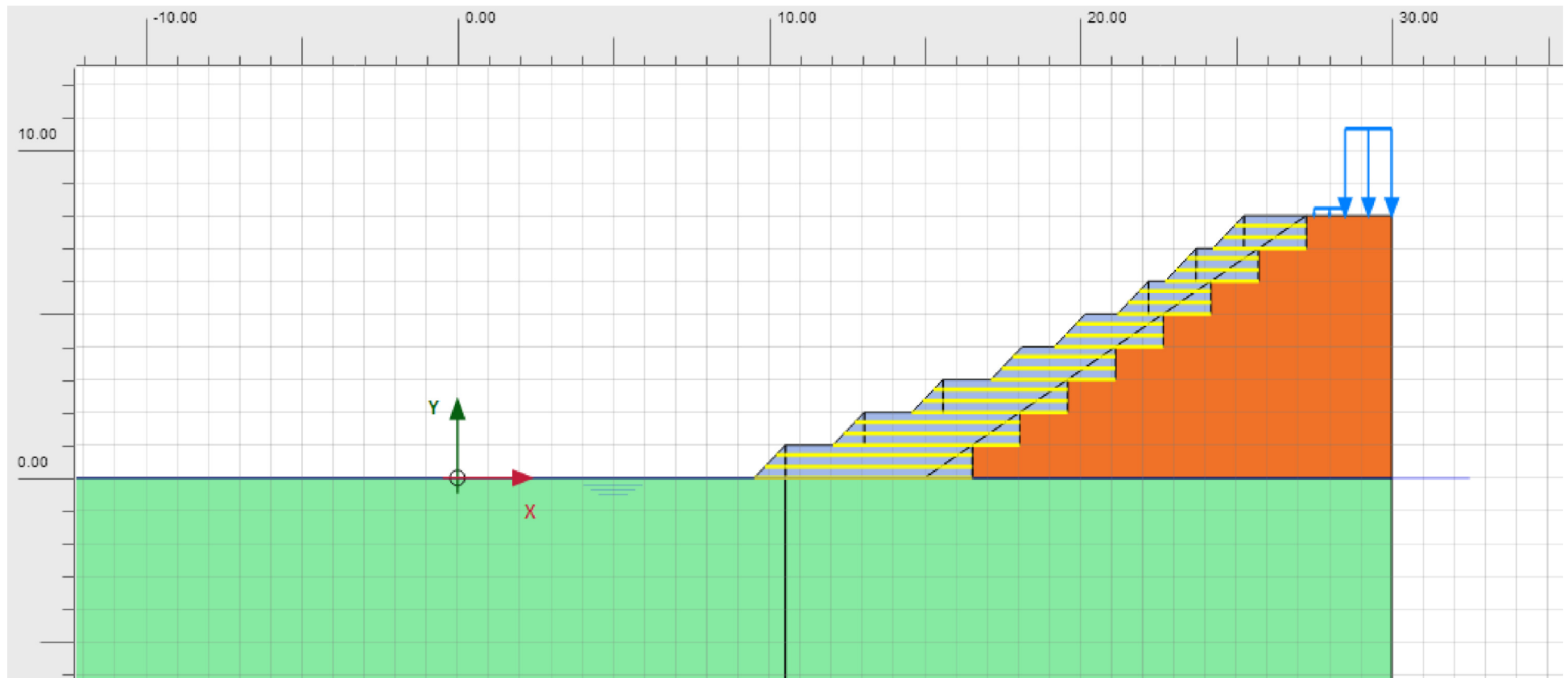


**Total deviatoric strain  $\gamma_s$**

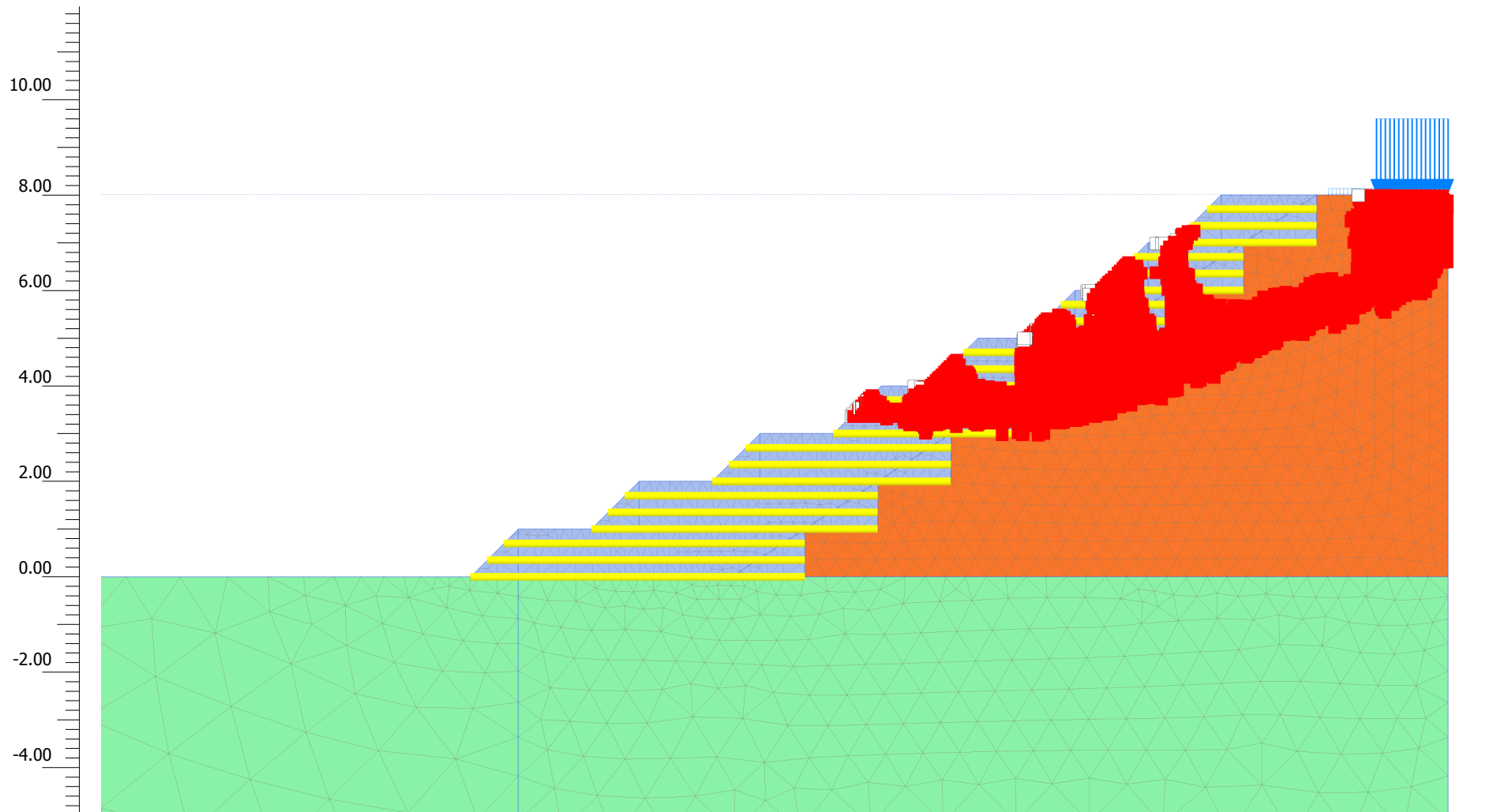
Maximum value = 4.015 (Element 84 at Node 23589)

Minimum value =  $5.274 \cdot 10^{-6}$  (Element 2688 at Node 151)





2.00 4.00 6.00 8.00 10.00 12.00 14.00 16.00 18.00 20.00 22.00 24.00 26.00 28.00 30.00



**Plastic points**

- Failure point
- ▼ Cap point
- ▲ Hardening point
- Tension cut-off point
- ◆ Cap + hardening point

## Product Specification - Structural Geogrid UX1100MSE

Tensar International Corporation reserves the right to change its product specifications at any time. It is the responsibility of the specifier and purchaser to ensure that product specifications used for design and procurement purposes are current and consistent with the products used in each instance.

**Product Type:** Integrally Formed Structural Geogrid  
**Polymer:** High Density Polyethylene  
**Load Transfer Mechanism:** Positive Mechanical Interlock  
**Recommended Applications:** MESA System (Segmental Block Walls), SierraScape System (Welded Wire Walls)

### Product Properties

#### Index Properties

	Units	MD Values <sup>1</sup>
▪ Tensile Strength @ 5% Strain <sup>2</sup>	kN/m (lb/ft)	27 (1,850)
▪ Ultimate Tensile Strength <sup>2</sup>	kN/m (lb/ft)	58 (3,970)
▪ Junction Strength <sup>3</sup>	kN/m (lb/ft)	54 (3,690)
▪ Flexural Stiffness <sup>4</sup>	mg-cm	500,000

#### Durability

▪ Resistance to Long Term Degradation <sup>5</sup>	%	100
▪ Resistance to UV Degradation <sup>6</sup>	%	95

#### Load Capacity

▪ Maximum Allowable Strength for 120-year Design Life <sup>7</sup>	kN/m (lb/ft)	21.2 (1,450)
--	--------------	--------------

#### Recommended Allowable Strength Reduction Factors<sup>7</sup>

▪ Minimum Reduction Factor for Installation Damage (RF <sub>ID</sub> ) <sup>8</sup>		1.05
▪ Reduction Factor for Creep for 120-year Design Life (RF <sub>CR</sub> ) <sup>9</sup>		2.60
▪ Minimum Reduction Factor for Durability (RF <sub>D</sub> )		1.00

### Dimensions and Delivery

The structural geogrid shall be delivered to the jobsite in roll form with each roll individually identified and nominally measuring 1.33 meters (4.36 feet) in width and 76.2 meters (250.0 feet) in length. A typical truckload quantity is 432 rolls.

### Notes:

1. Unless indicated otherwise, values shown are minimum average roll values determined in accordance with ASTM D4759-02. Brief descriptions of test procedures are given in the following notes.
2. True resistance to elongation when initially subjected to a load measured via ASTM D6637-10 Method A without deforming test materials under load before measuring such resistance or employing "secant" or "offset" tangent methods of measurement so as to overstate tensile properties.
3. Load transfer capability determined in accordance with ASTM D7737-11.
4. Resistance to bending force determined in accordance with ASTM D7748-12, using one meter (minimum) long specimen.
5. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to chemically aggressive environments in accordance with EPA 9090 immersion testing.
6. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to 500 hours of ultraviolet light and aggressive weathering in accordance with ASTM D4355-05.
7. Reduction factors are used to calculate the geogrid strength available for resisting force in long-term load bearing applications. Allowable Strength ( $T_{allow}$ ) is determined by reducing the ultimate tensile strength ( $T_{ult}$ ) by reduction factors for installation damage (RF<sub>ID</sub>), creep (RF<sub>CR</sub>) and chemical/biological durability (RF<sub>D</sub> = RF<sub>CD</sub>·RF<sub>BD</sub>) per GRI-GG4-05 [ $T_{allow} = T_{ult}/(RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_{D})$ ]. Recommended minimum reduction factors are based on product-specific testing. Project specifications, standard public agency specifications and/or design code requirements may require higher reduction factors. Design of the structure in which the geogrid is used, including the selection of appropriate reduction factors and design life, is the responsibility of the outside licensed professional engineer providing the sealed drawings for the project.
8. Minimum value is based on Installation Damage Testing in Sand, Silt, and Clay soils. Coarser soils require increased RF<sub>ID</sub> values.
9. Reduction Factor for Creep determined for 120-year design life and in-soil temperature of 20°C using standard extrapolation techniques to creep rupture data obtained following the test procedure in ASTM D5262-04. Actual design life of the completed structure may differ.

Tensar International Corporation warrants that at the time of delivery the geogrid furnished hereunder shall conform to the specification stated herein. Any other warranty including merchantability and fitness for a particular purpose, are hereby excluded. If the geogrid does not meet the specifications on this page and Tensar is notified prior to installation, Tensar will replace the geogrid at no cost to the customer.

This product specification supersedes all prior specifications for the product described above and is not applicable to any products shipped prior to February 1, 2013.