

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile - Dipartimento di Ingegneria Strutturale



**VALUTAZIONE DELLE AZIONI INTERNE DI
STRUTTURE INTERRATE CON DIFFERENTI
APPROCCI METODOLOGICI**

Relatore: Dott. Ing. RICCARDO CASTELLANZA

Correlatori: Dott. Ing. PATRICK BAMONTE

Dott. Ing. MATTEO CIANTIA

DAVIDE ERBA Matr. 725441

PIETRO MONTAGNA Matr. 725500

Anno Accademico 2010-2011

Indice

1	INTRODUZIONE.....	9
1.1	Compagnia	9
1.2	Sviluppo del progetto.....	11
1.3	Disegno delle stanze.....	11
1.4	Disposizione della Camera.....	14
1.5	Impermeabilizzazione.....	16
1.5.1	Soluzione 1.....	16
1.5.2	Soluzione 2.....	17
1.5.3	Soluzione 3.....	17
1.6	Prefabbricazione	18
1.7	Prezzi comparati con Polycomposite SAS.....	20
1.8	Prezzi comparati con Bonna Sabla	22
1.9	Conclusioni.....	23
1.10	Sviluppi futuri.....	23
2	INTRODUZIONE.....	24
3	PROGRAMMI	26
3.1	Plaxis2D.....	26
3.2	SAP2000	26
3.2.1	Nodi.....	27
3.2.2	Sistema di coordinate locale.....	28
3.2.3	Gradi di libertà	28
3.2.4	Gradi di libertà vincolati esternamente.....	28
3.2.5	Gradi di libertà vincolati internamente.....	29
3.2.6	Molle	29
3.3	Accenno sul metodo degli elementi finiti.....	30
4	STUDIO PARAMETRICO E DATI INPUT	32
4.1	Plaxis 2D	32
4.1.1	Geometria	32
4.1.2	Materiali	33
4.1.3	Studio parametrico.....	35
4.1.4	Carichi	40
4.1.5	Condizioni al contorno.....	41

4.1.6	Divisione in Elementi Finiti	44
4.1.7	Fasi di Calcolo	48
4.2	Analisi SAP2000	48
4.2.1	Geometria	48
4.2.2	Materiali	49
4.2.3	Carichi	50
4.2.4	Rigidezza delle Molle nel Caso di Terreno alla Winkler	61
5	ANALISI E CONFRONTO PROGRAMMI.....	68
5.1	Influenza dei coefficienti di spinta	68
	Analisi con SAP2000	70
	Analisi con Plaxis2D	72
5.1.1	Fase iniziale	72
5.2	Fase Finale	75
5.3	Storia di carico	79
6	Plaxis 3D foundation.....	85
6.1	Geometria e caratteristiche dei materiali.....	85
6.2	Fasi di calcolo.....	86
6.3	Output	89
7	VERIFICHE.....	91
7.1	Calcolo dei momenti agli SLU	91
7.2	Diagramma d'interazione per verifiche agli SLU.....	92
8	CONCLUSIONI.....	102
9	Bibliografia.....	103

Indice delle figure e dei grafici

Figura 1-1. Rete di Produzione e Distribuzione CPCU	9
Figura 1-2. Circuito di Produzione e Consegna	10
Figura 1-3. Sezione di Camera Tipo "Purge"	12
Figura 1-4. Sezione di Camera Tipo "Sectionnement"	13
Figura 1-5. Sezione Camera Tipo "Vidange"	13
Figura 1-6. Modelli Costruttivi di Camere Tipo "Purge"	14
Figura 1-7. Disposizione Tubi	15
Figura 1-8. Soluzione Alternativa di Montaggio	15
Figura 1-9. Tecnica di Impermeabilizzazione Utilizzata dalla Compagnia Bonna Sabla	17
Figura 1-10. Contenitore Prefabbricato per Materiale Nucleare, Prodotto dalla Società Bonna Sabla	18
Figura 1-11. Caratteristiche del Materiale Utilizzato da Polycomposite SAS	19
Figura 2-1. Caratteristiche materiali considerati	25
Figura 4-1 Geometria	32
Figura 4-2. Hardening Soil Model - Caratteristiche Terreno-Generali	33
Figura 4-3. Hardening Soil Model - Caratteristiche Terreno-Parametri	34
Figura 4-4. Proprietà del Calcestruzzo	34
Figura 4-5. Numerazione Lati della Sezione	35
Grafico 4-6. Andamento dei momenti Lato 1	35
Grafico 4-7. Andamento momenti Lato 2	36
Grafico 4-8. Andamento momenti Lato 3	36
Grafico 4-9. Andamento momenti Lato 4	37
Grafico 4-10. Andamento momenti Lato 1	38
Grafico 4-11. Andamento momenti Lato 2	38
Grafico 4-12. Andamento momenti Lato 3	39
Grafico 4-13. Andamento momenti Lato 4	39
Figura 4-14. Modello di carico a fatica n. 2 - veicoli frequenti	40
Figura 4-15. Spazio Piccolo	41
Figura 4-16. Spazio Medio	41
Figura 4-17. Spazio Grande	42

Grafico 4-18. Andamento momenti Lato 1	42
Grafico 4-19. Andamento momenti Lato 2	43
Grafico 4-20. Andamento momenti Lato 3	43
Grafico 4-21. Andamento momenti Lato 4	44
Figura 4-22. Mesh Poco Fine	44
Figura 4-23. Mesh Media	45
Figura 4-24. Mesh Molto Fine	45
Grafico 4-25. Andamento momenti Lato 1	46
Grafico 4-26. Andamento momenti Lato 2	46
Grafico 4-27. Andamento momenti Lato 3	47
Grafico 4-28. Andamento momenti Lato 4	47
Figura 4-29. Finestra per Inserimento Dati della Sezione di Cls	48
Figura 4-30. Finestra per le Proprietà dei Materiali	49
Figura 4-31. Finestra Dati Proprietà Materiali (cls).....	50
Figura 4-32 Modello di carico a fatica n. 2 - veicoli frequenti	51
Figura 4-34. Carico Concentrato Problema di Boussinesq	46
Figura 4-34. Striscia di carico uniforme: definizione della geometria del problema.....	54
Figura 4-35. Stato tensionale indotto da una striscia di carico uniforme: linee isostatiche dello sforzo principale minore (a sinistra) e di quello principale maggiore (a destra)	55
Figura 4-36. Distribuzione del carico del camion con angolo a 45°	55
Figura 4-37. Distribuzione del carico del camion con angolo a 30°	56
Figura 4-38. Distribuzione del carico del camion con Boussinesq.....	58
Grafico 4-39. Andamento momenti Lato 1	59
Grafico 4-40. Andamento momenti Lato 2	59
Grafico 4-41. Andamento momenti Lato 3	60
Grafico 4-42. Andamento momenti Lato 4	60
Grafico 4-43. Andamento momenti Lato 1	63
Grafico 4-44. Andamento momenti Lato 2	64
Grafico 4-45. Andamento momenti Lato 3	64
Grafico 4-46. Andamento momenti Lato 4	65
Grafico 4-47. Andamento dei momenti lato 2 per una stanza 9x9 m	66

Grafico 4-48. Andamento dei momenti lato3 per una stanza 9x9 m	66
Grafico 4-49. Andamento dei momenti lato3 per una stanza 9x9 m	67
Figura 5-1. Contenitore di sabbia delimitato da una paratia (AB), che può scorrere sulla base (CD), senza subire rotazioni intorno a B.....	68
Figura 5-2. Andamento qualitativo delle spinte sulla paratia in funzione del suo spostamento laterale	70
Figura 5-3. Distribuzione dei carichi con coefficiente di spinta K_0	71
Figura 5-4. Distribuzione dei carichi con coefficiente di spinta K_A	72
Grafico 5-5. Andamento momenti lato 1	73
Grafico 5-6. Andamento degli sforzi	74
Grafico 5-7. Confronto tra i coefficienti di spinta del terreno SAP2000 e Plaxis2D.....	74
Grafico 5-8. Andamento momenti lato 1	75
Grafico 5-9. Andamento momenti lato 2	76
Grafico 5-10. Andamento momenti lato 3	76
Grafico 5-11. Andamento momenti lato 4	77
Grafico 5-12. Calcolo dell'andamento delle spinte lato 2 in SAP2000	78
Grafico 5-13. Confronto spinte Plaxis2D e SAP2000	79
Figura 5-14. Scavo	80
Figura 5-15. Andamento momenti lato 1	81
Figura 5-16. Andamento momenti lato 2	81
Figura 5-17. Andamento momenti lato 3	82
Figura 5-18. Andamento momenti lato 4	82
Figura 5-19. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis2D per camera 9x9 m.....	83
Figura 5-20. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis2D per camera 9x9 m.....	83
Figura 5-21. Andamento dei momenti lato 1	84
Figura 6-1. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D	86
Figura 6-2. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D	87
Figura 6-3. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D	88
Figura 6-4. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D	88
Figura 6-5. Andamento dei momenti in Plaxis 3D lato1	89
Figura 6-6. Andamento del momento sulla fibra centrale lato1.....	89
Figura 6-7. Confronto dei Momenti tra caso 2D e 3D	90

Figura 7-1. Andamento dei momenti amplificati con coefficienti SLU	91
Figura 7-2. Diagramma di interazione M-N basato su un modello bidimensionale	100
Figura 7-3. Diagramma di interazione M-N basato su un modello tridimensionale.....	101

Abstract

La prima parte della tesi tratta di un tirocinio svolto a Parigi nell'azienda CPCU dove sono state studiate diverse camere interrata esistenti utilizzate dalla compagnia e le diverse attrezzature nelle stesse, al fine di ottimizzare il più possibile le dimensioni delle stanze e trovare possibili soluzioni a vari problemi tecnici in un'ottica di prefabbricazione.

La seconda parte del lavoro consiste nel dimensionare, in maniera appropriata, una struttura interrata da noi disegnata al fine di verificare se l'utilizzo di differenti approcci metodologici può essere un fattore decisivo, dal punto di vista progettuale ed economico. Lo scopo della seguente analisi consiste nel verificare la precisione di calcolo dei diversi programmi.

Le analisi svolte prendono in considerazione un caso generale, di una struttura interrata (1m dal P.C.) di dimensioni 3x4 m (nel caso 2D con profondità arbitraria di 1m) e spessore 20 cm. La struttura è soggetta al peso proprio, al carico permanente dato dal marciapiede, ad un carico variabile dato dalla presenza di un autocarro ad 1 m di distanza, alle spinte del terreno. Il terreno considerato è del tipo "sabbia media".

1 INTRODUZIONE

1.1 Compagnia

La CPCU (Compagnie Parisienne de Chauffage Urbain) produce e distribuisce calore e acqua calda attraverso la rete, per uso pubblico e privato a Parigi e periferia. Al fine di ottimizzare la produzione di energia, e quindi di conciliare prestazioni economiche e preoccupazioni ambientali, la CPCU ha scelto una combinazione di diverse fonti energetiche. La loro visione è uno sviluppo urbano sostenibile, garantendo la sostenibilità degli approvvigionamenti energetici e preservare l'ambiente a lungo termine. La CPCU è al servizio pubblico della Città di Parigi.

Il calore viene generato sotto forma di vapore o acqua calda da uno o più entità di produzione. Il liquido è trasportato da tubature (sistema di distribuzione) che serve gli edifici dotati di punti di consegna (“sub stazioni” di scambio di vapore/acqua).

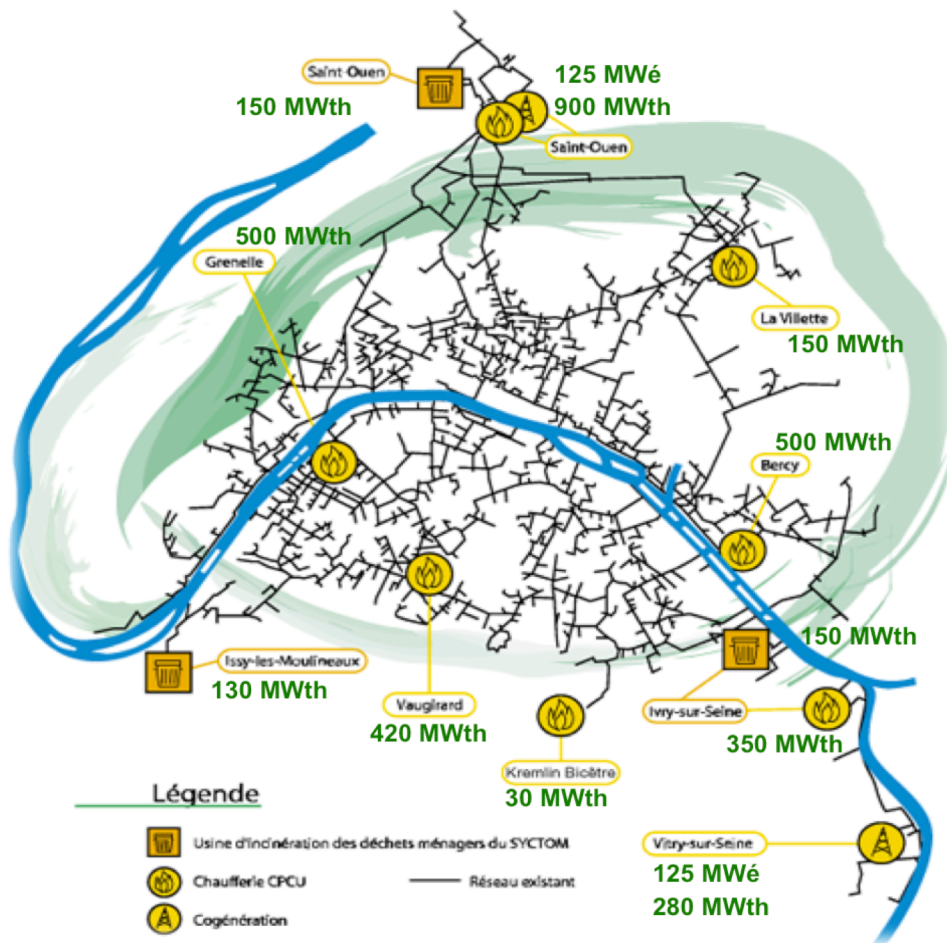


Figura 1-1. Rete di Produzione e Distribuzione CPCU

La rete di riscaldamento è un circuito chiuso, e include sempre almeno due tubi: uno per consegnare il calore agli utenti e l'altra per riportare il fluido ai centri di produzione.

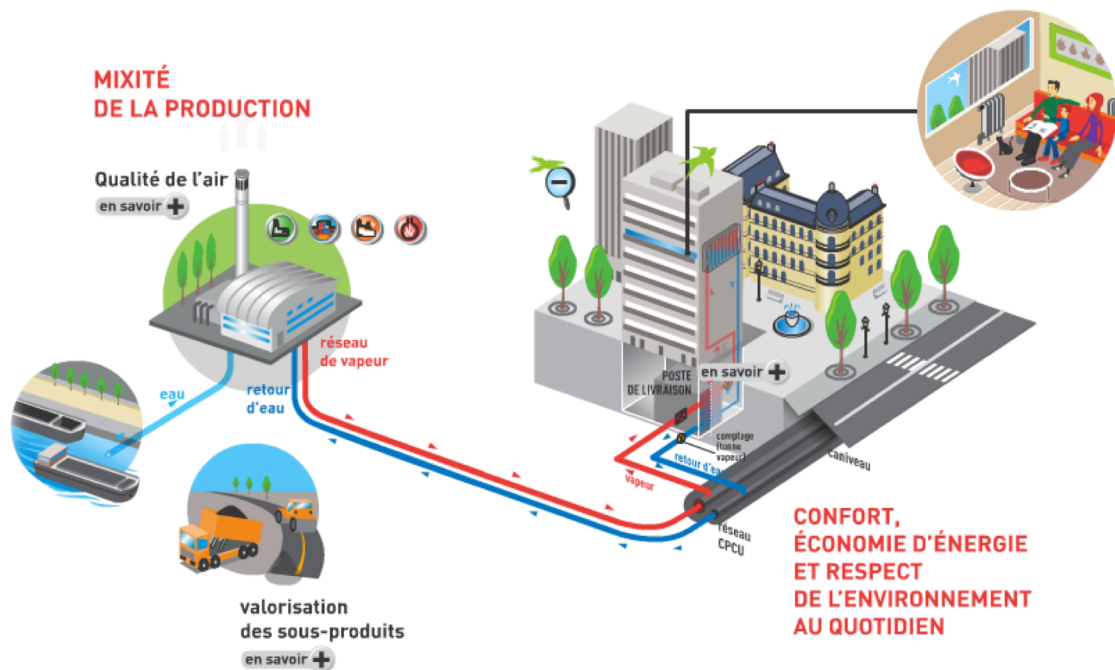


Figura 1-2. Circuito di Produzione e Consegna

La rete di calore è composta da:

- 450 Km di cui 54 Km di linee di servizio
- Tubazioni in acciaio che si trovano soprattutto in trincee di cemento
- Diametri delle tubazioni del vapore variano da 40 mm a 1100 mm
- 1000 camere interrato

Al giorno d'oggi la costruzione di camere interrato e trincee è fatta direttamente in sito. Quest'operazione richiede molti giorni di lavoro (circa 2 mesi) che il più delle volte provoca diversi problemi, come l'interruzione della viabilità stradale e pedonale e un aumento dei costi.

Lo scopo del nostro lavoro è di valutare se la prefabbricazione di stanze in calcestruzzo potrebbe ottimizzare i tempi di costruzione e di ridurre i costi di produzione, presentando così una soluzione praticabile per l'azienda. Tale ricerca è sostenuta dal fatto che la prefabbricazione fornisce diversi vantaggi come:

- Il manufatto può essere costruito durante ogni periodo dell'anno (anche d'inverno);
- Controllo di qualità del prodotto;
- Migliore qualità del calcestruzzo;
- Utilizzo ottimale del materiale (45% di riduzione);
- Tempo.

1.2 Sviluppo del progetto

Il nostro lavoro è iniziato con lo studio delle diverse camere interrato esistenti utilizzate nella CPCU e delle diverse attrezzature utilizzate nelle stesse, al fine di ottimizzare il più possibile le dimensioni delle stanze e trovare possibili soluzioni a vari problemi tecnici.

I modelli di studio su cui stiamo lavorando sono i seguenti:

- "Purge"
- "Sectionnement"
- "vidange"

Principali problemi da risolvere:

- Disegno delle stanze condizionato dai vincoli imposti dal trasporto
- Difficoltà di previsione della posizione esatta delle tubazioni
- Evitare sottoservizi
- Sconosciuta distanza tra le tubazioni, sotto la strada, e il marciapiede (dimensione della strada)
- Impermeabilizzazione

1.3 Disegno delle stanze

A causa della ristretta dimensione di molte strade di Parigi è necessario l'utilizzo di autocarri inferiori a 25 tonnellate al fine di evitare trasporti straordinari. Di conseguenza, le dimensioni dell'autocarro, caricato di una camera, non possono superare i 2,5 m di larghezza e 4 m di altezza. Questo vincolo impone la progettazione di camere per tubazioni non più grandi di 400 mm altrimenti troppo grandi.

Sono stati quindi sviluppati diversi modelli di camere che, secondariamente, sono stati analizzati e discussi con i colleghi al fine di verificare che tutte le apparecchiature possano essere facilmente assemblate all'interno della camera dando lo spazio

necessario ai dipendenti per montare e manovrare le valvole, al fine di sviluppare solo 1 o 2 tipi di camere.

Per la "purge" sono stati studiati due diversi progetti: uno con e uno senza sistema di ventilazione. Il secondo modello ha, ovviamente, una notevole riduzione della dimensione della camera (8.030 kg contro 18.130 Kg). Entrambi i sistemi posizionano la "bouteille" al di fuori della camera in una stanza in una speciale stanza connessa a quella principale. Sono stati progettati due tipi diversi di questa camera esterna, una per tubi con diametro inferiore a 100 mm e un altro tra 100 mm e 400 mm.

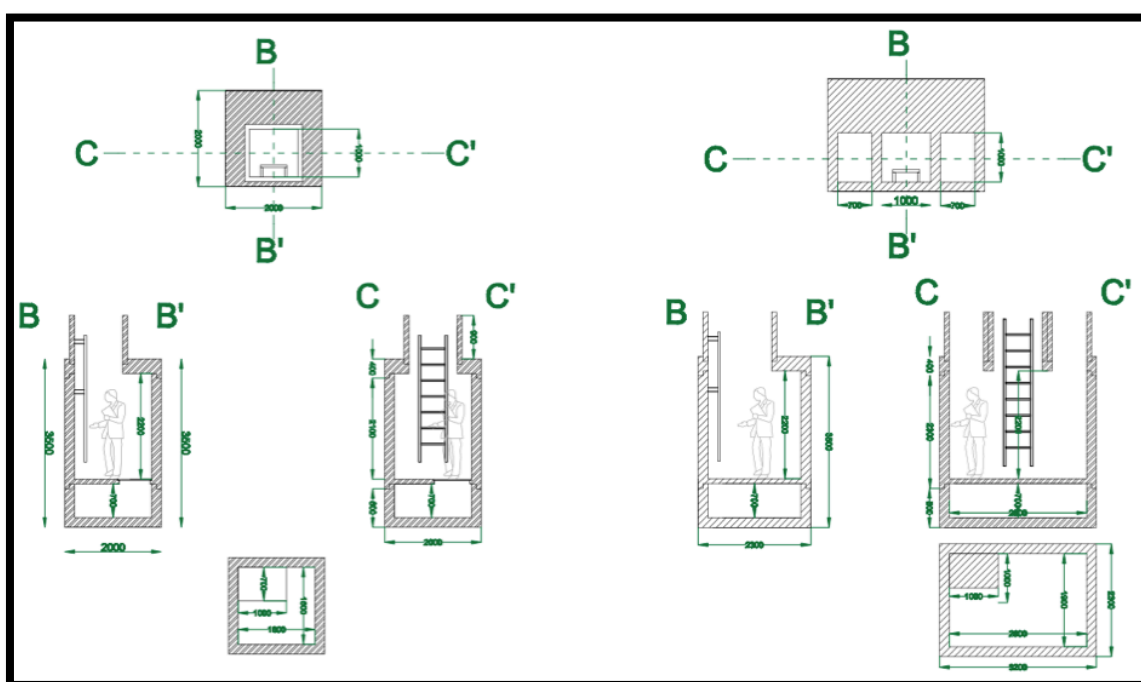


Figura 1-3. Sezione di Camera Tipo "Purge"

Per la "sectionnement" si è sviluppato un modello unico, che può essere utilizzato per tubazioni fino a 300 mm di diametro.

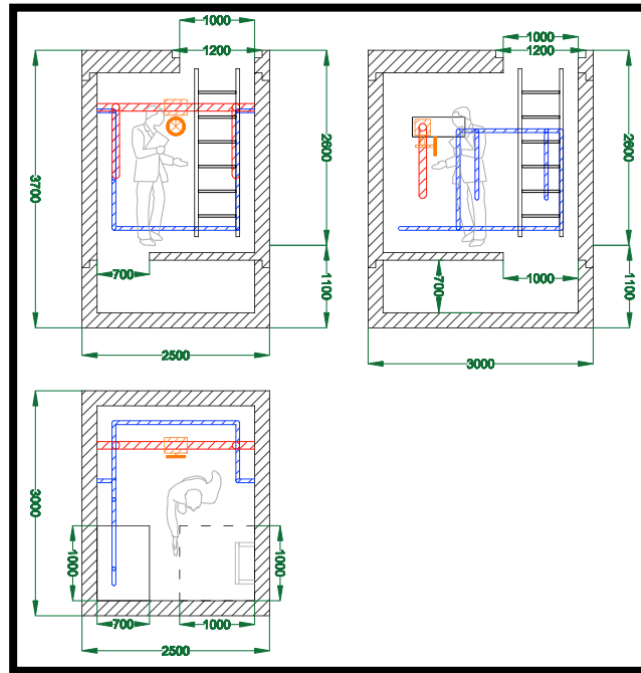


Figura 1-4. Sezione di Camera Tipo "Sectionnement"

Per la "vidange" sono stati progettati tre tipi di camere per tre tubazioni differenti: 200, 300, 400 mm. Quando il diametro dei tubi all'interno raggiunge 400 mm, abbiamo dovuto assumere un diverso uso di un "comando a distanza" per aprire la valvola.

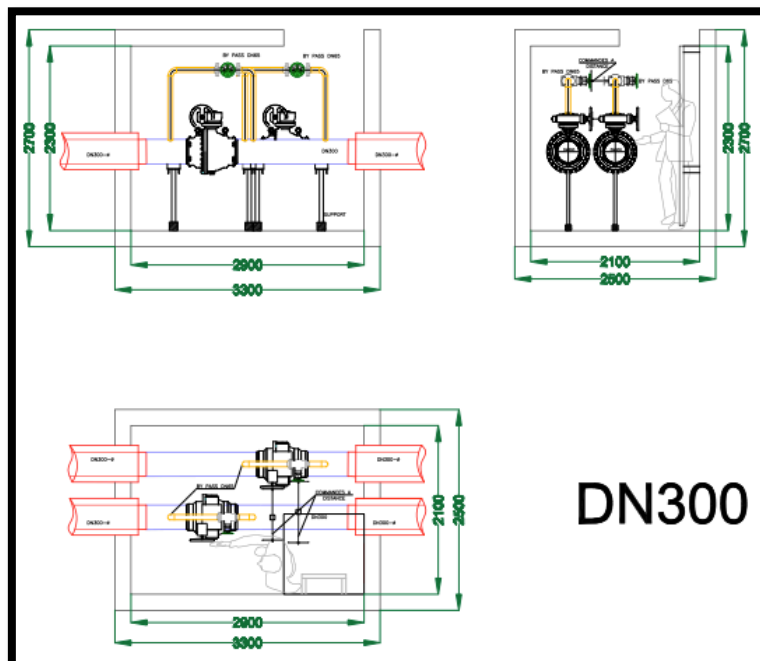


Figura 1-5. Sezione Camera Tipo "Vidange"

Al fine di risolvere il problema della eccessiva altezza delle camere, che non sarebbe compatibile con i mezzi di trasporto e per facilitarne il montaggio, abbiamo pensato di suddividere la struttura in 2 / 3 blocchi.

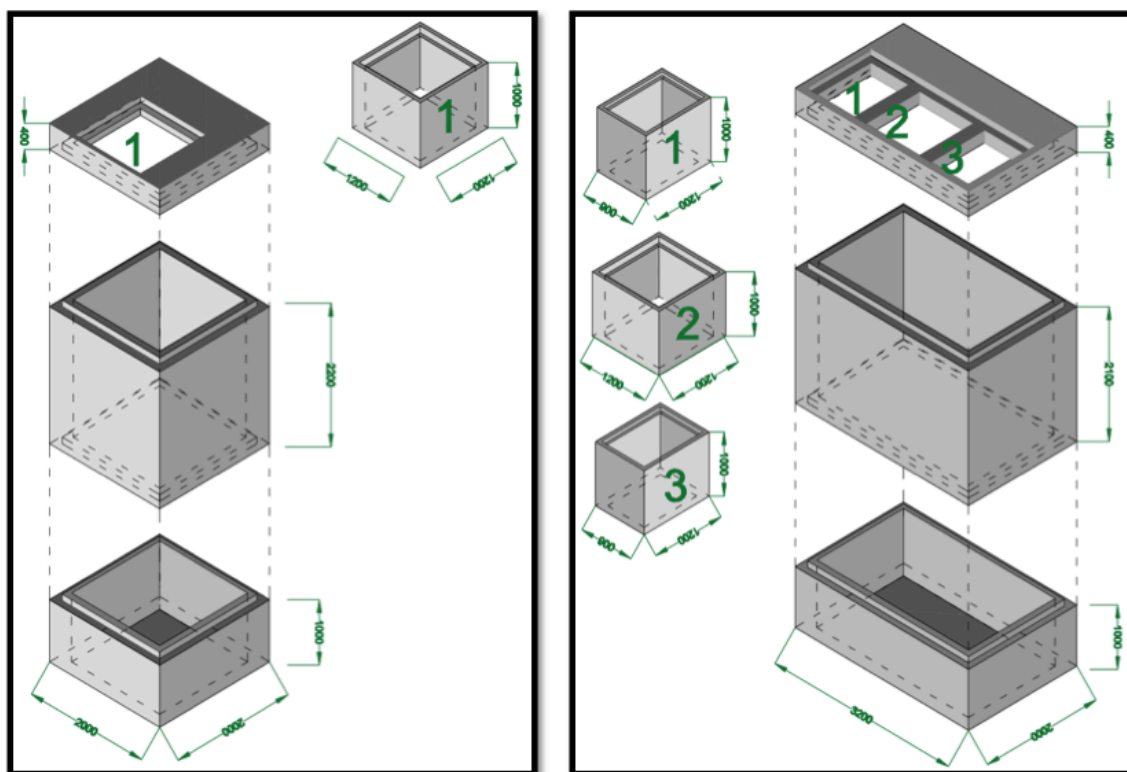


Figura 1-6. Modelli Costruttivi di Camere Tipo “Purge”

1.4 Disposizione della Camera

A causa dell'imprevedibilità della posizione delle tubazioni e a causa della dimensione sconosciuta della strada, per il sistema di “purge”, è stato deciso di collocare i tubi del vapore, i tubi dell'acqua di ritorno e la “bouteille”, all'esterno della camera e connetterli al sistema con due tubazioni secondarie di piccole dimensioni. Questo sistema consente di collocare questa tipologia di stanza nella posizione migliore senza restrizioni eccessive. Per la camera “Sectionnement” e “vidange” si è optato per tre soluzioni particolari, che consentono di inserire anche queste stanze indipendentemente dal posizionamento delle tubazioni.

1. Consiste nel far eseguire alle condotte di vapore e dell'acqua di ritorno una deviazione dal loro corso passando all'interno della camera. Questa soluzione richiederebbe anche degli spazi appositi (2000 x 1500 mm) per l'entrata e uscita dei tubi che possano essere aperti sul posto.

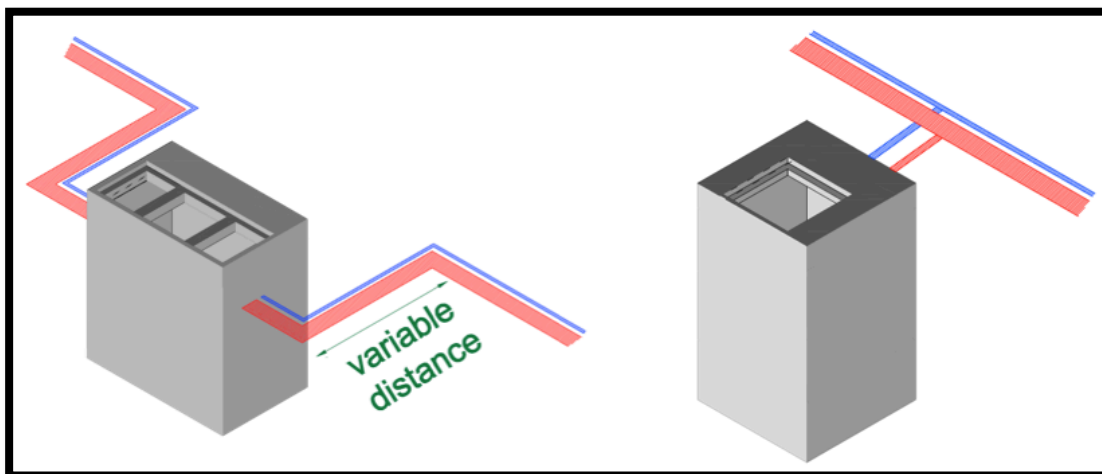


Figura 1-7. Disposizione Tubi

2. Un'altra soluzione sarebbe quella di utilizzare un diverso modello di entrata con un diverso modo di montaggio. Esso consiste in due elementi standard ai lati e al centro un numero variabile di elementi per collegare le due estremità e ottenere la dimensione desiderata.

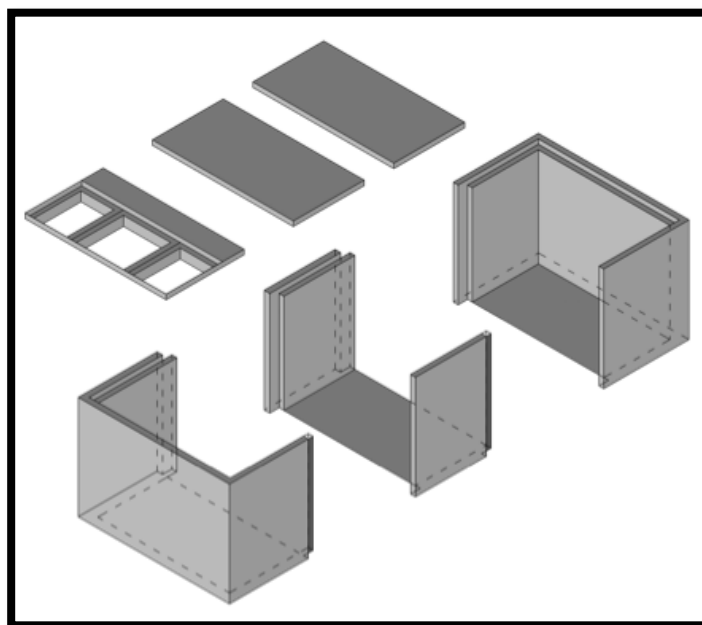


Figura 1-8. Soluzione Alternativa di Montaggio

3. L'ultima soluzione è stata suggerita dalla compagnia di prefabbricati “Bonna Sabla”. Essa consiste in camere prefabbricate ad hoc per ogni diverso tipo di necessità, in quanto la quantità di camere che la CPCU richiede ogni anno è ridotta (circa 10). La società ha proposto quest’approccio in quanto solita ad utilizzare questa soluzione prefabbricando elementi personalizzati. L’unico inconveniente è la “non-standardizzazione” delle camere che dovrebbero essere disegnate e progettate per ogni diversa applicazione.

1.5 Impermeabilizzazione

Quest’aspetto è uno di quelli a cui abbiamo dato più attenzione. Segnaliamo tre diverse soluzioni possibili: la prima è per un caso generale, la seconda e la terza sono soluzioni specifiche sviluppate da diverse compagnie.

1.5.1 Soluzione 1

Ci si è riferiti a una camera esistente (Box interrato DG2031) costruita per l’ENEL molto simile alle nostre. Per la loro camera hanno usato: al loro esterno sono trattate con una protezione superficiale esterna costituita da trattamento "rasante" di malta adesiva a base cementizia, legata con resine sintetiche, effettuata in strato sottile con trattamento turapori del calcestruzzo; il trattamento è realizzato anche nella parte inferiore della soletta di fondo. Sulle superfici esterne dei manufatti che costituiscono la cabina, compresa la soletta di copertura viene posta una membrana impermeabilizzante di bitume polimero elastomerica armata con "tessuto non tessuto", a base di gomma termoplastica stirolobutadiene radiale ad elevatissima resistenza meccanica applicata con apposito bruciatore a fiamma provvedendo all'incollaggio sui piani di posa per tutta la superficie ed evitando la messa in opera per punti. Lo spessore della membrana è di 4 +/- 0.2 mm con resistenza a fatica su fessura (UNI 8202) con 500 cicli a -10° C rappresentata da nessuna rottura e con carico di rottura alla trazione (UNI 8202 e direttive UEATc) di 70 Kg/5 cm minimo. Lo scavo deve essere abbastanza grande per consentire a un lavoratore, dopo l'installazione della camera, di collocare l'isolamento.

1.5.2 Soluzione 2

POLYCOMPOSITE SAS risolve il problema d'impermeabilizzazione utilizzando una speciale "colla" per collegare le diverse parti della camera e garantire l'isolamento della costruzione. L'isolamento è anche all'interno, quindi non è necessario ulteriore spazio intorno alla camera per collocare l'isolamento.

1.5.3 Soluzione 3

Bonna Sabla usa una speciale guarnizione (jointe d'étanchèité) tra le due parti di calcestruzzo che saranno in seguito avvitate insieme.

Particolare attenzione dovrebbe essere data all'isolamento delle aperture per l'entrata e l'uscita delle tubazioni.



Figura 1-9. Tecnica di Impermeabilizzazione Utilizzata dalla Compagnia Bonna Sabla



Figura 1-10. Contenitore Prefabbricato per Materiale Nucleare, Prodotto dalla Società Bonna Sabla

1.6 Prefabbricazione

Una volta ottimizzata e completata la camera, sono state contattate le aziende di prefabbricazione, POLYCOMPOSITE SAS e BONNA SABLÀ, per avere una stima economica di alcune delle stanze. La prima utilizza un particolare tipo di materiale composto di resina e quarzo, che permette un incremento della resistenza a compressione e flessione, pH e permeabilità, come mostrato in tabella, rispetto al calcestruzzo normale. La seconda usa HPC e UHPC (200-250 Mpa) i quali hanno ottime proprietà di resistenza meccanica, abrasione, impermeabilità e una notevole durabilità.

Caractéristiques du Béton Polymère - Norme

Le béton polymère est un matériau moderne à base de produits minéraux : sables de quartz lié à une résine polyester de haute qualité. Béton polymère conforme à la norme NF EN 15 564.

Il est inerte après la polymérisation et donc peut-être recyclé.

PROPRIETES PHYSIQUES

Densité		2,1 - 2,3 kg/dm ³
Résistance à la flexion	(selon la norme DIN 51290/3)	(*) 20 -24 N/mm ²
Résistance à la compression	(selon la norme DIN 51290/3)	(*) ≥ 90 N/mm ²
Module d'élasticité	(selon la norme DIN 51290/3)	20 - 34 kN/mm ²
Dureté Vickers, superficiel		≥ 320 N/mm ²
Résistance au feu	(sur demande)	M1

(*) Les valeurs peuvent varier en fonction de la formulation

DIFFERENCES ENTRE LE BETON CLASSIQUE ET LE BETON POLYMERE

	Béton classique	Béton Polymère
Liant	Ciment + Eau	Résine + Quartz
Temps de fabrication	28 jours	16 heures
Valeur de compression	25 Mpa	3 à 4 fois plus importante
Valeur de flexion par traction	Faible	5 fois plus importante
Résistance au pH	de 6 à 10 (sans adjuvants)	de 1 à 14
Coefficient d'écoulement (Maning Strickler)	90	108
Coefficient d'abrasion	Supérieur à 2 (indice CNR)	Inférieur à 1
Étanchéité	Porosité importante	Totale dans la masse Très faible porosité de surface
Résistance aux tags	Traitement préalable de surface avec tenue limitée dans le temps	Sans traitement, nettoyage facile à l'Acétone, car faible porosité

Figura 1-11. Caratteristiche del Materiale Utilizzato da Polycomposite SAS.

1.7 Prezzi comparati con Polycomposite SAS

I prezzi offerti dalla POLYCOMPOSITE SAS (per la sola stanza) sono: € 11.060 € per la "purge" senza ventilazione e 22.675 € per quello con la ventilazione.

Riportiamo di seguito i diversi prezzi, tra prefabbricazione e la costruzione tradizionale.

PURGE (senza ventilazione) stimata dalla PolyComposite, Cernay

(Total 18440,15 €)

Camera prefabbricata in “beton polymère”, interrata alla profondità di 1 m dal piano campagna, SENZA equipaggiamenti, impermeabilizzata, resistente a PH da 1 a 14 (2x2x3,5 m)

(Total 11060€)

Posa in Opera

(Total 1723,6 €)

Scavo e Rinterro

(Total 5351,68 €)

Isolamento (in sostituzione al sistema di ventilazione)

(Total 124,73 €)

Materiale aggiuntivo

(Total 283,32 €)

N.B.

Non sono stati considerati interventi riguardanti i marciapiedi, interferenze con linee sotterranee (modifiche o riparazioni), necessità di regolare il traffico da parte dei lavoratori, costi dovuti da trincee e tubi per la connessione dalla camera principale alla camera per la “bouteille”

PURGE stimata con il metodo tradizionale

(Total 35.958,95 €)

N.B.

I prezzi mostrati in precedenza contengono solo la differenza tra i due modi costruttivi; di conseguenza non sono comprensivi di: Installazione e rimozione di elementi per il cantiere (bagni, barrire ecc.), equipaggiamento standard all'interno delle camere ecc.

PURGE stimata dalla PolyComposite, Cernay

(Total 30.037,92 €)

Camera prefabbricata in “beton polymère”, interrata alla profondità di 1 m dal piano campagna, SENZA equipaggiamenti, impermeabilizzata, resistente a PH da 1 a 14 (2x2x3,5 m)

(Total 22675 €)

Posa in Opera

(Total 1723,6 €)

Excavation and refilling

(Total 5459,68 €)

Additional material

(Total 283,32 €)

N.B.

I prezzi mostrati in precedenza contengono solo la differenza tra i due modi costruttivi; di conseguenza non sono comprensivi di: Installazione e rimozione di elementi per il cantiere (bagni, barrire ecc.), equipaggiamento standard all'interno delle camere ecc.

PURGE stimata con il metodo tradizionale

(Total 28.289,47 €)

N.B.

I prezzi mostrati in precedenza contengono solo la differenza tra i due modi costruttivi; di conseguenza non sono comprensivi di: Installazione e rimozione di elementi per il cantiere (bagni, barrire ecc.), equipaggiamento standard all'interno delle camere ecc.

Abbiamo confrontato anche i prezzi degli altri due modelli di camere (NB il prezzo per la prefabbricazione non è fatto da parte della società POLYCOMPOSITE SAS ma è una stima basata sui loro prezzi delle “purge”)

PREFABBRICAZIONE	IN SITO
Sectionnement 3x2, 5x3, 5	Sectionnement (P8-P1) assenza di ventilazione
Totale 28542,81 €	Totale 64329,53 € (P8) / 36115,38 € (P0 / 1)
Sectionnement 3x2, 5x3, 5	Sectionnement (P8-P1) ventilazione
Totale 29468,2 €	Totale 56660,05 € (P8) / 28445,9 € (P0 / 1)
Vidange 2,8 x2, 5x2, 7 (200 DN)	Vidange (200 DN)
Totale 22587,54 €	Totale 48359,7 €
Vidange 3,3 x2, 5x2, 7 (300 DN)	Vidange (300 DN)
Totale 24373,96 €	Totale 60290,1 €
Vidange 3,7 x2, 5x2, 7 (400 DN)	Vidange (400 DN)
Totale 27745,73 €	Totale 72246,5 €

1.8 Prezzi comparati con Bonna Sabla

Bonna Sabla ci ha fornito una stima del costo di prefabbricazione per tonnellata (300 € / ton) e il costo del trasporto (250 € per camion). Facendo un'approssimazione per un volume di 5 m³ (“purge” con ventilazione, 100 mm di spessore del muro), il peso di HPC è più di 2.600 kN/m³ e il minimo di ferri richiesti è di 0,3 kN/m³. Il prezzo dovrebbe essere circa la metà della camera costruita dalla Polycomposite.

N.B.

Per "sectionnement" e "vidange" i prezzi comprendono anche il carotaggio dei muri in loco per l'entrata e l'uscita delle tubazioni in quanto la loro giusta posizione è il più delle volte sconosciuta. Pertanto saranno fatti 8 carotaggi (uno per ogni angolo) di 120

mm di diametro per un prezzo totale di 766,48 € e il taglio con sega circolare per un importo di 700 €.

La maggior parte del risparmio è dovuta al guadagno di tempo che la prefabbricazione offre (1-2 settimane invece di 2 mesi), quindi meno costi di manodopera, noleggio ecc

1.9 Conclusioni

Il nostro suggerimento è stato quello di considerare attentamente la possibilità di prefabbricazione all'interno della rete della CPCU, poiché sarebbe un grande vantaggio sotto l'aspetto finanziario e tempistico; sviluppando questo progetto in modo più dettagliato (strutturale, ecc.).

PolyComposite o Bonna Sabla potrebbero essere buone aziende con cui lavorare in quanto offrono molteplici soluzioni per soddisfare le nostre richieste.

1.10 Sviluppi futuri

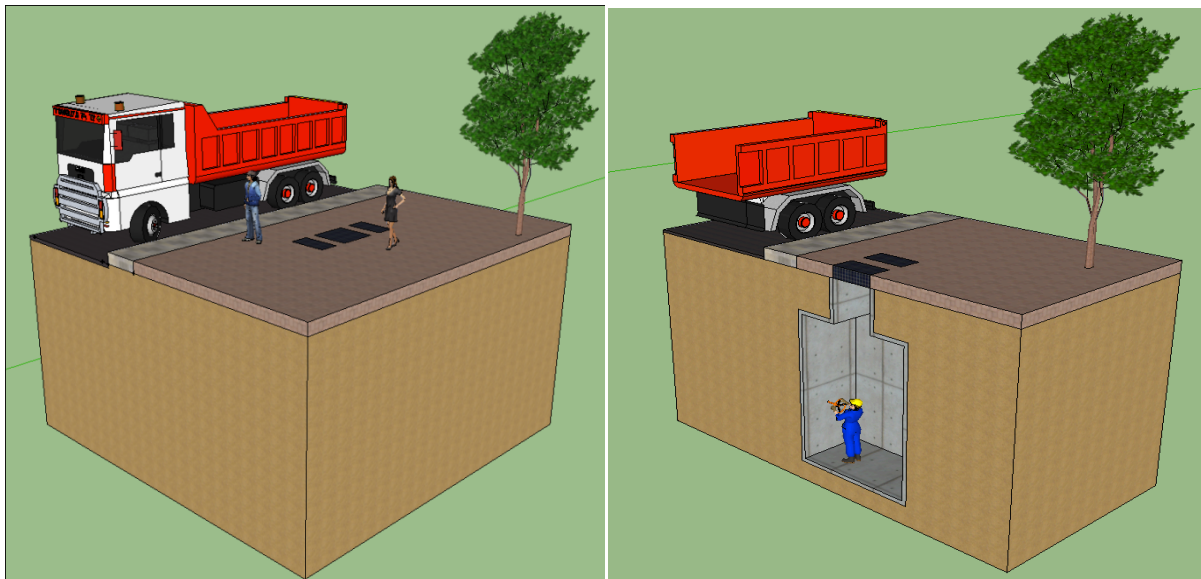
Sarebbe una buona soluzione per accelerare tutto il sistema di costruzione della CPCU prefabbricare anche le trincee. I problemi principali di questo studio, sono dati da: impermeabilizzazione di trincee, poiché sono composte da due elementi; il profilo irregolare del tracciato, garantire la continuità delle giunzioni fra trincee diverse, diverse apparecchiature al loro interno.

Il nostro suggerimento è prefabbricare trincee non è più lunghe di 2 / 3 m (al fine di posizionarle facilmente sotto i cavi o tubi del gas) e scegliere una società come PolyComposite che usa un materiale impermeabile e che può garantire l'isolamento della giunzione allo stesso modo delle camere. Dovrebbero essere costruiti speciali spazi appositi standard lungo tutto lo sviluppo della trincea per la "placca di scorrimento" per risolvere il problema delle varie apparecchiature all'interno delle trincee e dell'imprevedibilità della loro posizione.

2 INTRODUZIONE

La seconda parte del nostro lavoro consiste nel dimensionare, in maniera appropriata, la struttura interrata da noi analizzata al fine di verificare se l'utilizzo di determinati programmi può essere un fattore decisivo, dal punto di vista progettuale ed economico, nello studio di una struttura interrata. A tal fine sono stati utilizzati differenti programmi di calcolo, uno generalmente utilizzato da studi di progettazione, SAP2000, e uno strettamente geotecnico, Plaxis 2D. In sostanza, lo scopo della seguente analisi consiste nel verificare la precisione di calcolo dei diversi programmi.

Le analisi svolte prendono in considerazione un caso generale, rispetto a quelli visti nella prima parte, di una struttura interrata (1m dal P.C.) di dimensioni 3x4 m (nel caso 2D con profondità arbitraria di 1m) e spessore 20 cm. La struttura è soggetta al peso proprio, al carico permanente dato dal marciapiede, ad un carico variabile dato dalla presenza di un autocarro ad 1 m di distanza, alle spinte del terreno. Il terreno considerato è del tipo "sabbia media" con caratteristiche riportate in tabella.



Sabbia Densità Media	Calcestruzzo C35/45, XC1
$E_{50}^{ref} = 30000 \text{ KN/m}^2$	$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
$E_{ur}^{ref} = 90000 \text{ KN/m}^2$	$E = 33282000 \text{ KN/m}^2$
$E_{oed}^{ref} = 30000 \text{ KN/m}^2$	$\nu = 0,3$
Coesione = 0 KN/m^2	$G_{12} = 9,615E+06 \text{ KN/m}^2$
Angolo d'attrito = 35°	$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
Angolo dilatanza = 5°	$f_c = 23330 \text{ KN/m}^2$ (Resistenza compressione calcestruzzo)
Coefficiente di Poisson = $0,2$	
Potenza = $0,5$	
$K_0^{nc} = 0,43$	
Tensile Strength = 0 KN/m^2	
Failure Ratio = $0,9$	

Figura 2-1. Caratteristiche materiali considerati

3 PROGRAMMI

3.1 Plaxis2D

Il programma PLAXIS 2D è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento non lineare del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati. La sua caratteristica peculiare è di utilizzare materiali con caratteristiche elastoplastiche, seguendo passo passo gli incrementi di carico (fino a grandi deformazioni, nel qual caso è possibile aggiornare la mesh) utilizzando modelli matematici del terreno via via più complessi, che posso essere: Mohr Coulomb, Hardening Soil model, Hardening Soil small model, Soft soil, ecc. Il modello utilizzato in questo progetto è Hardening soil; il quale è un modello avanzato per la simulazione del comportamento del suolo, in quanto nel modello Mohr-Coulomb, gli stati limite di stress sono descritti mediante l'angolo d'attrito, ϕ , la c , coesione e l'angolo di dilatanza, ψ . Tuttavia, la rigidezza del suolo è descritta in maniera più accurata utilizzando tre differenti rigidezze d'ingresso: la rigidezza di carico triassiale, E_{50} , la rigidezza triassiale di scarico, E_{ur} , e la rigidezza di carico edometrico, E_{ed} .

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi.

3.2 SAP2000

Il SAP è solo uno dei tanti software disponibili sul mercato che consentono il calcolo delle sollecitazioni di sistemi strutturali, anche molto complessi, isostatici e iperstatici, attraverso un algoritmo comunemente chiamato degli “*Elementi Finiti*”.

L'ultima versione di SAP2000 dispone di funzionalità sofisticate, quali solutore veloce, carichi forza e spostamento, elementi frame non prismatici, controventi solo tesi,

elementi shell molto accurati anche a più strati, analisi modale di Eigen e di Ritz, sistemi di coordinate multiple per geometrie inclinate, cavi di post-tensione, svariate opzioni di vincolo interno, capacità di combinare insieme mesh definite separatamente, molle 6x6 a rigidità completamente accoppiata, capacità di combinare insieme o di involucre all'interno di una singola esecuzione analisi dinamiche multiple.

SAP2000 è anche dotato di potenti strumenti integrati di progetto/verifica per acciaio, calcestruzzo, alluminio e profilati a freddo. Questi strumenti sono disponibili all'interno della medesima interfaccia grafica già utilizzata per creare e analizzare il modello. Per acciaio e alluminio è possibile l'ottimizzazione iterativa della struttura a partire dal predimensionamento iniziale. Il progetto degli elementi frame in c.a. include il calcolo della quantità di armatura necessaria. Gli elementi possono essere raggruppati tra loro per necessità di progetto. Per ciascun elemento i dettagli del calcolo di verifica possono essere evidenziati con un singolo tocco del mouse. E' implementata con una gran varietà di normative internazionali, e altre ne vengono aggiunte in continuazione.

3.2.1 Nodi

I nodi (joints) rivestono un ruolo fondamentale nell'analisi di una struttura. I nodi sono i punti di congiunzione fra gli elementi, e sono le posizioni geometriche primarie nella struttura di cui si conoscono o si devono determinare gli spostamenti. Le componenti degli spostamenti (traslazioni e rotazioni) dei nodi sono chiamate gradi di libertà.

Usando l'interfaccia grafica SAP2000 i nodi sono creati automaticamente alle estremità di ciascun elemento Frame e agli angoli di ciascun elemento Shell. I nodi possono anche essere definiti indipendentemente da qualunque elemento. I nodi agiscono indipendentemente l'uno dall'altro a meno che non siano congiunti da elementi. Ad ogni nodo ci sono sei gradi di libertà per lo spostamento: tre traslazioni e tre rotazioni. Queste componenti dello spostamento sono allineate lungo il sistema di coordinate locale di ciascun nodo.

I nodi possono essere caricati direttamente con forze concentrate o indirettamente mediante spostamenti del suolo agenti attraverso vincoli esterni o appoggi a molla.

Gli spostamenti (traslazioni e rotazioni) su ciascun nodo sono prodotti come output, come pure le forze esterne ed interne ed i momenti agenti su di esso. Per modellare la lunghezza di una campata, è necessario usare più di un elemento. Questo requisito nasce dal fatto che la massa, anche se generata dagli elementi, è sempre concentrata sui nodi.

3.2.2 Sistema di coordinate locale

Ciascun nodo ha il suo proprio sistema di coordinate locale usato per definire i gradi di libertà, i vincoli esterni, le proprietà e i carichi sul nodo e per interpretare l'output del nodo. Gli assi di questo sistema locale sono indicati con i numeri 1, 2 e 3. Per default questi assi sono identici agli assi globali X, Y e Z rispettivamente.

3.2.3 Gradi di libertà

La deformazione del modello strutturale è governata dagli spostamenti dei nodi. Ciascun nodo del modello strutturale può avere fino a sei componenti di spostamento:

- Il nodo può traslare lungo i suoi tre assi locali. Queste traslazioni sono chiamate U1, U2 e U3.
- Il nodo può ruotare intorno ai suoi tre assi locali. Queste rotazioni sono chiamate R1, R2 e R3.

Queste sei componenti di spostamento sono note come gradi di libertà del nodo.

In aggiunta ai nodi regolari definiti come parte del modello strutturale, il programma crea automaticamente dei nodi maestri (master joints) che regolano il comportamento di ogni vincolo interno definito dall'utente. Ciascun nodo maestro ha gli stessi sei gradi di libertà dei nodi regolari. Per ulteriori dettagli si rimanda al capitolo **Nodi vincolati internamente**.

3.2.4 Gradi di libertà vincolati esternamente

Se lo spostamento di un nodo lungo uno qualunque dei suoi gradi di libertà disponibili è noto, come ad un punto di appoggio, quel grado di libertà è vincolato esternamente. Il valore noto dello spostamento può essere nullo o non nullo e può essere diverso in differenti condizioni di carico. La forza lungo il grado di libertà vincolato, richiesta per imporre lo spostamento di vincolo esterno, è chiamata reazione vincolare ed è determinata dall'analisi.

I gradi di libertà non disponibili sono vincolati esternamente. Tuttavia, essi sono esclusi dall'analisi e, anche se sono non nulli, per essi non viene calcolata alcuna reazione.

Per maggiori informazioni si veda il paragrafo **Vincoli esterni e reazioni** nel presente capitolo.

3.2.5 Gradi di libertà vincolati internamente

Ogni nodo che sia soggetto ad un vincolo interno può avere uno o più dei suoi gradi di libertà disponibili vincolati internamente. Il programma crea automaticamente un nodo maestro per controllare il comportamento di ciascun vincolo interno. Lo spostamento di un grado di libertà vincolato internamente viene calcolato come una combinazione lineare degli spostamenti lungo i gradi di libertà dei nodi maestri corrispondenti.

Un grado di libertà non può essere vincolato sia internamente che esternamente.

3.2.6 Molle

Uno dei sei gradi di libertà di qualunque nodo nella struttura può avere condizioni di supporto a molla di tipo traslazionale o rotazionale. Queste molle congiungono elasticamente il nodo al terreno. I supporti a molla in corrispondenza di gradi di libertà vincolati esternamente non contribuiscono alla rigidità della struttura.

Le forze elastiche che agiscono su un nodo sono collegate agli spostamenti di quel nodo per mezzo di una matrice simmetrica dei coefficienti di rigidità della molla 6x6. Queste forze tendono ad opporsi agli spostamenti. I coefficienti di rigidità della molla sono specificati nel sistema di coordinate locale del nodo. Le forze e i momenti di molla su un nodo F_1, F_2, F_3, M_1, M_2 e M_3 sono date da:

$$\begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{u1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \mathbf{u2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & \mathbf{u3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \mathbf{r1} & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & & \mathbf{r2} & 0 \\ & & & & & \mathbf{r3} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{pmatrix}$$

dove u_1, u_2, u_3, r_1, r_2 e r_3 sono gli spostamenti e le rotazioni del nodo, ed i termini u_1, u_2, u_3, r_1, r_2 e r_3 sono i coefficienti di rigidità della molla specificati.

3.3 Accenno sul metodo degli elementi finiti

Un qualsiasi problema geotecnico deve soddisfare le equazioni indefinite e al contorno, per rispettare l'equilibrio, la congruenza delle deformazioni, la continuità del flusso nei pori, la legge costitutiva e la legge di Darcy che regola la velocità del flusso del fluido.

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial x_i} + \gamma' \delta_{iz} &= 0 \\ \varepsilon_{hk} &= -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_h}{\partial x_k} + \frac{\partial U_k}{\partial x_h} \right) \\ \frac{\partial \varepsilon_{hk}}{\partial t} &= C_{hkij} \frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial t} \\ -k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} &= \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}\end{aligned}$$

La risoluzione di questo problema, sotto opportune condizioni iniziali e al contorno, è ottenibile in forma chiusa solo per problemi particolari, sotto l'ipotesi di terreno perfettamente elastico-lineare. Il comportamento del terreno può comunque essere trattato come non lineare e irreversibile, in due modi: il metodo delle differenze finite e quello degli elementi finiti. In questa tesi ci si limita ad osservare nel caso pratico in esame l'applicazione del secondo metodo.

Il metodo degli elementi finiti (anche se di recente si stanno sviluppando anche programmi alle differenze finite) è al momento il metodo più usato e per questa ragione si è deciso di applicarlo al problema studiato. Il nome "Elementi Finiti" trae origine dal fatto che l'algoritmo prevede di analizzare qualsiasi tipo di struttura a patto che questa venga opportunamente discretizzata, cioè suddivisa in tanti elementi più piccoli. Parte quindi dalla discretizzazione del continuo, a cui viene attribuito un numero finito di gradi di libertà, ed impone in un secondo tempo le leggi di conservazione e comportamento. Lo spazio bidimensionale è quindi rappresentato come una serie di elementi, detti appunto elementi finiti, il cui campo di spostamenti è definito unicamente dalla posizione dei loro vertici (nodi), ognuno dei quali è dotato di gradi di libertà, che gli permettono di subire spostamenti nello spazio. I vari elementi finiti sono collegati fra di loro tramite i nodi in comune.

Una volta ottenuti gli spostamenti dei nodi q_i , grazie a metodi di calcolo iterativi, si possono ricavare gli spostamenti dei punti interni ad ogni elemento U_i tramite la matrice della funzione di forma dell'elemento N . Questa fondamentale relazione è espressa dalla seguente equazione matriciale:

$$U_i = Nq_i$$

In questo modo si riesce a ricavare il valore di spostamento in ogni punto del materiale ed è così possibile risalire alle deformazioni (equazioni di congruenza) e agli sforzi (legame costitutivo).

Anche per SAP2000 il metodo è analogo:

Per le strutture costituite da elementi monodimensionali, come la trave continua, o il telaio, la discretizzazione è molto semplice poiché, in genere, coincide con gli elementi stessi.

Le estremità degli elementi monodimensionali nei quali è stata discretizzata la struttura sono detti Nodi e le incognite del problema sono proprio i loro spostamenti, che si sviluppano sotto il sistema di carichi dato.

Ovviamente, in questo caso, ogni “elemento finito” sarà caratterizzato da due nodi.

L'Algoritmo degli Elementi Finiti si basa sul “metodo degli spostamenti” grazie al quale vengono scritte, le equazioni di equilibrio delle forze nei nodi in termini di spostamenti (la congruenza è implicita). Per quanto riguarda la trave continua l'applicazione del metodo porta a scrivere un'equazione che per analogia può essere chiamata “dei tre spostamenti”:

4 STUDIO PARAMETRICO E DATI INPUT

Vengono ora introdotti i passaggi da eseguire e i dati da noi introdotti all'interno dei programmi utilizzati, per poter risolvere il nostro problema.

4.1 Plaxis 2D

I programmi agli elementi finiti presentano due fasi fondamentali di lavoro, una di input e una successiva di output.

Nella fase di input occorre definire la geometria, i materiali (nel caso in esame terreno e calcestruzzo), i carichi, le condizioni al contorno, la divisione del continuo in elementi finiti (mesh) e le fasi di calcolo.

Nella fase di output invece sarà possibile leggere i risultati delle analisi.

4.1.1 Geometria

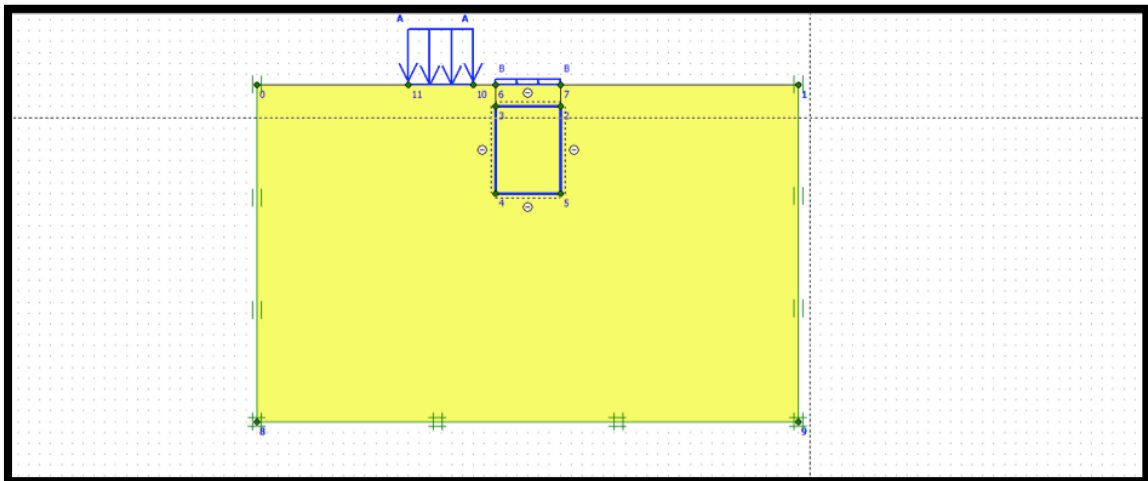


Figura 4-1 Geometria

Il primo passo nell'uso di un software di calcolo è la definizione della geometria del problema. È stata quindi modellizzata una camera di calcestruzzo 3x4 m e un metro (fittizio essendo una struttura 2D) di profondità, di spessore 10 cm, posta a un metro dal P.C. immersa in un terreno sabbioso con piano di falda variabile.

4.1.2 Materiali

Occorre poi definire i materiali presenti nel modello. È possibile definirne diverse tipologie andandone a implementare i parametri a seconda del modello costitutivo scelto. In queste analisi è stato usato il modello Hardening-Soil con parametri riferiti a sabbie con densità media ricavati dal programma.

Hardening soil model - terreno

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: terreno

Material model: Hardening soil model

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 11,000 kN/m³

γ_{sat} : 21,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0,000 m/day

k_y : 0,000 m/day

Advanced...

Next OK Cancel

Figura 4-2. Hardening Soil Model - Caratteristiche Terreno-Generali

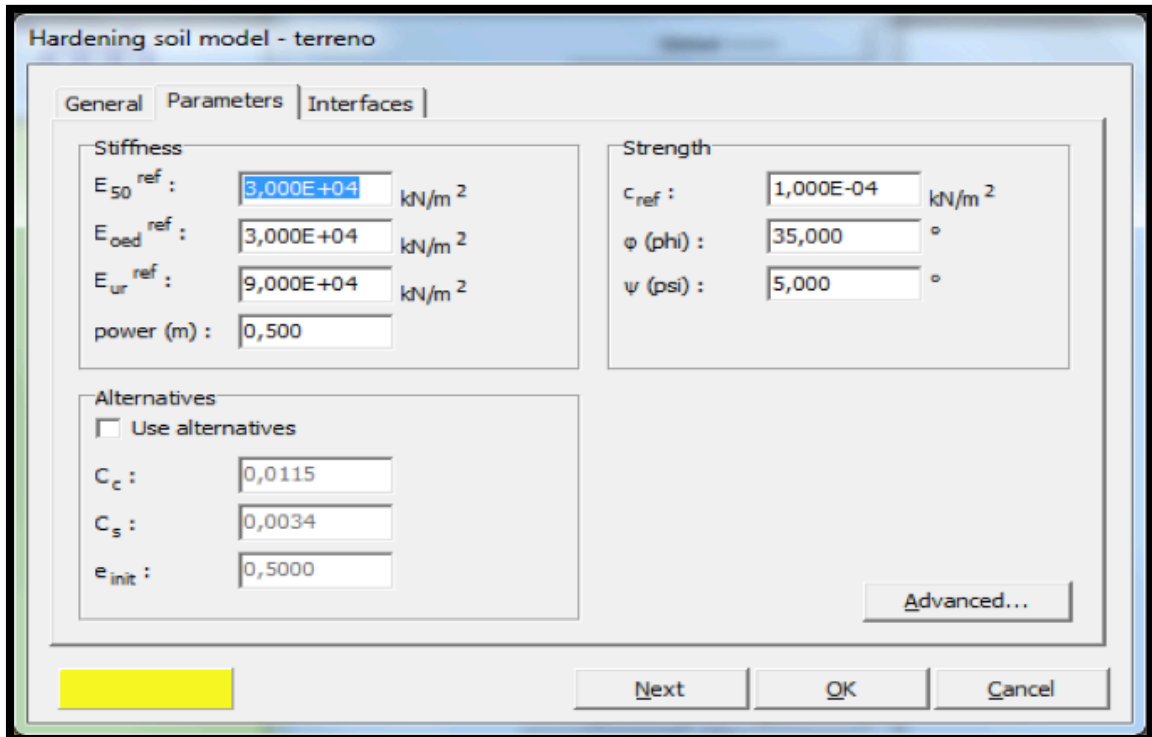


Figura 4-3. Hardening Soil Model - Caratteristiche Terreno-Parametri

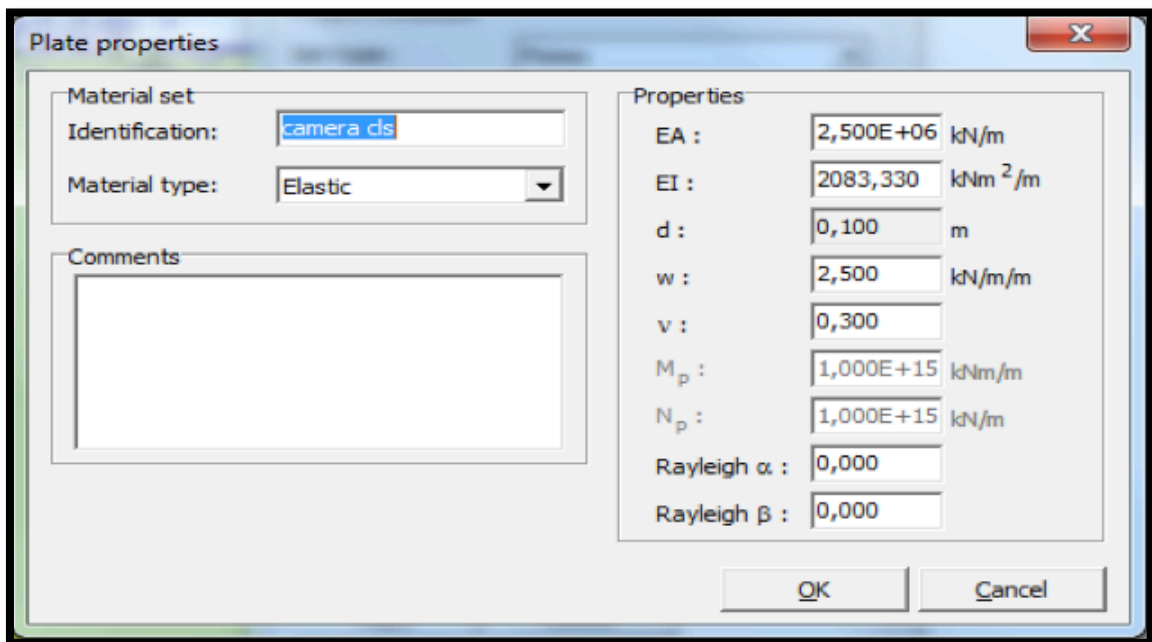


Figura 4-4. Proprietà del Calcestruzzo

4.1.3 Studio parametrico

Al fine di studiare la precisione del modello, sono stati eseguiti due studi parametrici sui materiali facendo variare i valori che possono essere determinati dall'utente. In una prima analisi è stato fatto variare l'angolo d'attrito del terreno. In una seconda, la rigidità del terreno.

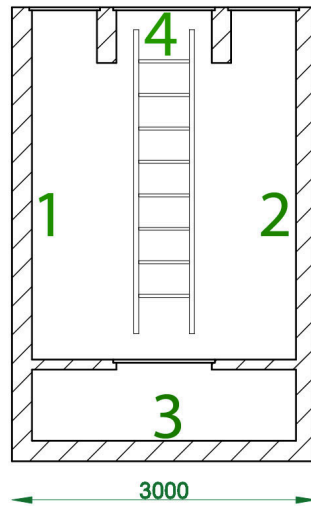


Figura 4-5. Numerazione Lati della Sezione

4.1.3.1 Angolo d'attrito

In questa prima analisi sono stati scelti tre possibili angoli d'attrito del terreno: 40°, 35°, 30°.

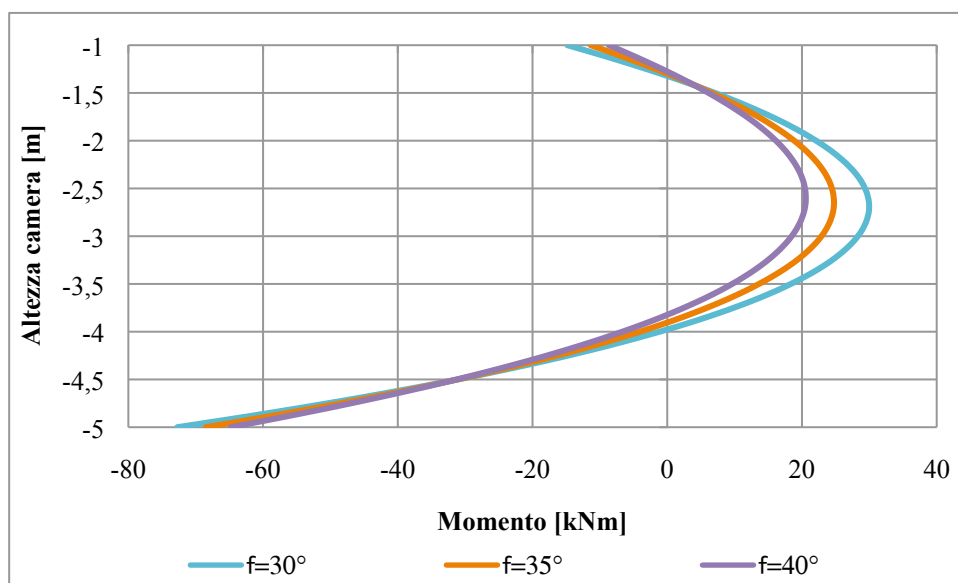


Grafico 4-6. Andamento dei momenti Lato 1

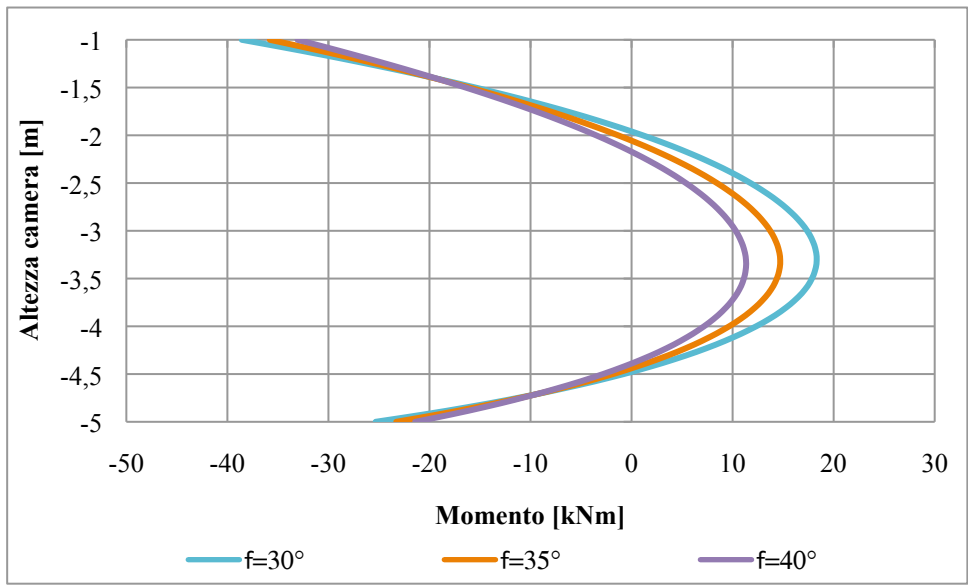


Grafico 4-7. Andamento momenti Lato 2

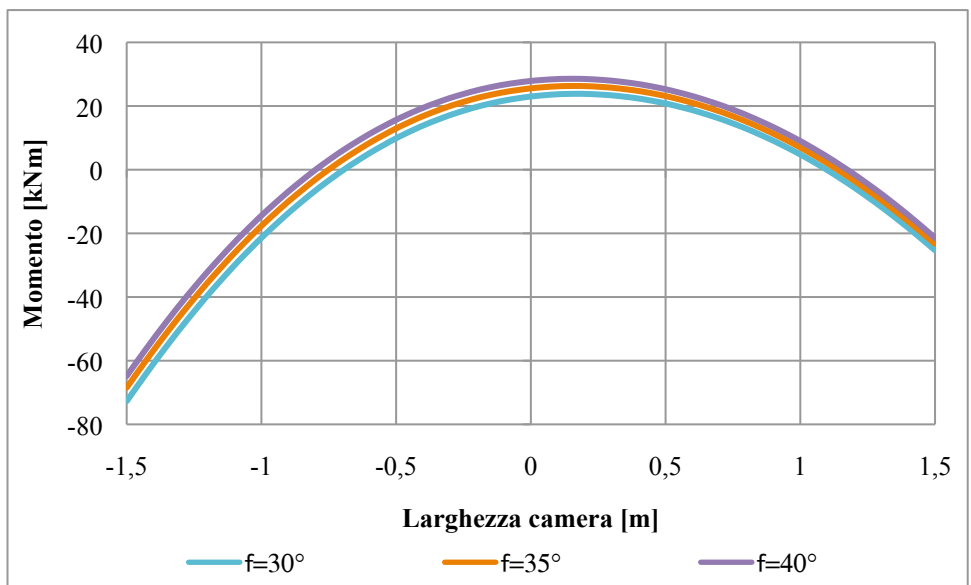


Grafico 4-8. Andamento momenti Lato 3

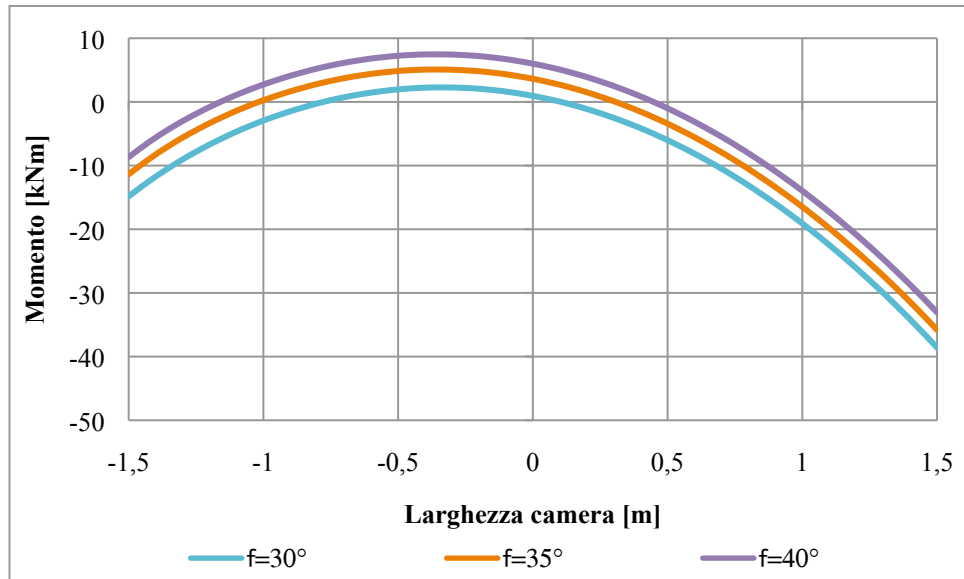


Grafico 4-9. Andamento momenti Lato 4

Si può notare come le tre diverse scelte di angolo d'attrito non provochino una variazione eccessiva dei momenti flettenti. L'analisi potrà quindi restare valida per diverse tipologie di terreno.

4.1.3.2 Rigidezza del terreno

Nella seconda analisi è stata fatta variare la rigidezza del terreno. Partendo da quella per sabbie medie ($E_{50}=30000 \text{ KN/m}^2$, $E_{ced}=30000 \text{ KN/m}^2$, $E_{eur}=90000 \text{ KN/m}^2$), si è aumentato tale valore di un coefficiente 1,5 (rigidezza maggiore) e ridotta di un coefficiente 0,5 (rigidezza minore).

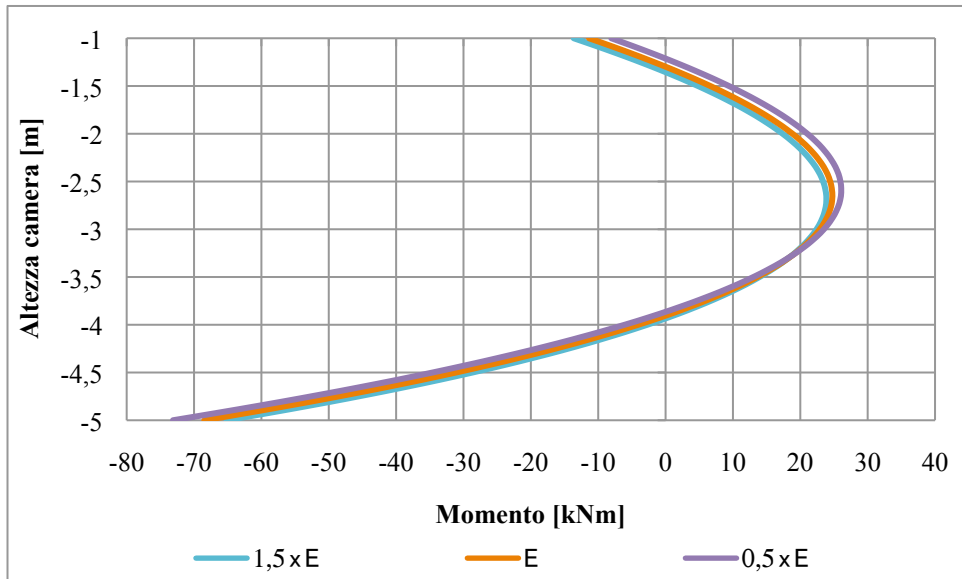


Grafico 4-10. Andamento momenti Lato 1

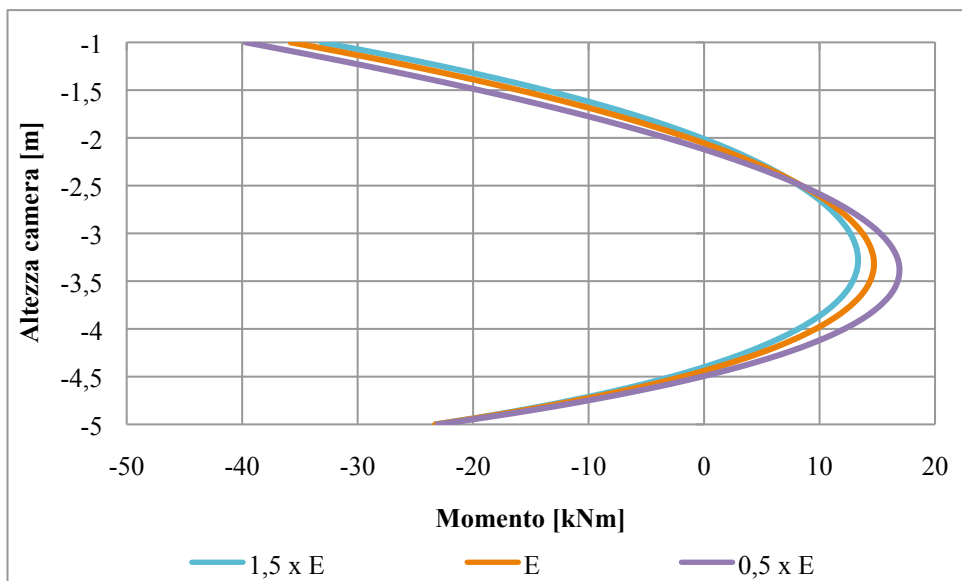


Grafico 4-11. Andamento momenti Lato 2

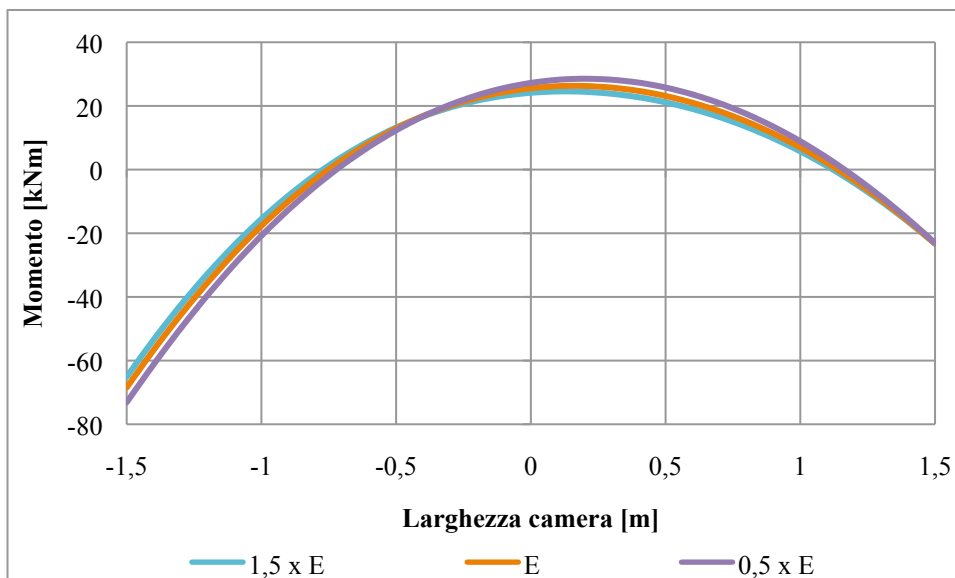


Grafico 4-12. Andamento momenti Lato 3

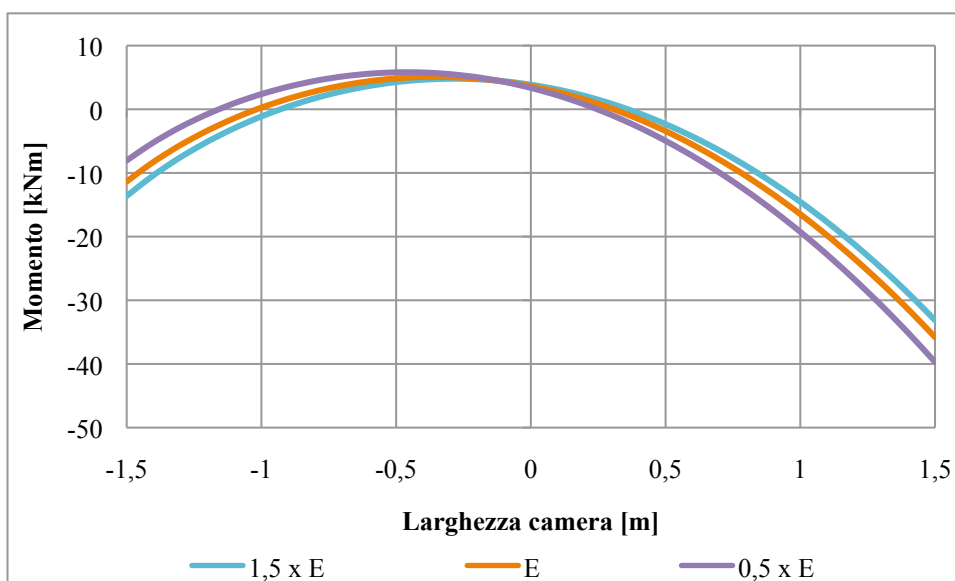


Grafico 4-13. Andamento momenti Lato 4

Le stesse considerazioni possono essere fatte nel caso di variazione di rigidezza del terreno. È stata considerata la rigidezza della sabbia media definita in precedenza ed altre due rigidezze. La minore corrisponde alla metà di quella in esame, la maggiore al doppio.

Si può quindi ancora osservare come i momenti nel caso di rigidità maggiore siano praticamente coincidenti con quelli della sabbia media, mentre quelli con rigidità minore differiscono maggiormente.

4.1.4 Carichi

Per quanto riguarda il carico marciapiede, è stato inserito un valore di 2 kN/m su una larghezza di 3 m. Il carico dell'autocarro considerato è stato scelto con particolare riferimento alla NTC 2008 punto 5.1.4.3 riguardante i carichi mobili dove si prevede il passaggio di un traino a 2 assi da 90 e 190 kN. Essendo il modello bidimensionale si è considerata solamente l'asse più gravosa, distribuito su una lunghezza di tre metri a un metro dalla camera, per la progettazione della stanza considerata. Si considera quindi la costruzione idonea al transito di tutti i carichi mobili.






SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90 190	A B
		4,20 1,30	80 140 140	A B B
		3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
		3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
		4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 4-14. Modello di carico a fatica n. 2 - veicoli frequenti

4.1.5 Condizioni al contorno

Nel modello sarà necessario definire uno spazio sufficientemente ampio affinché gli sforzi applicati sul terreno si distribuiscano all'interno dello stesso senza che il contorno ne interferisca l'andamento.

Sono stati analizzati tre casi dove si può notare tale fenomeno.

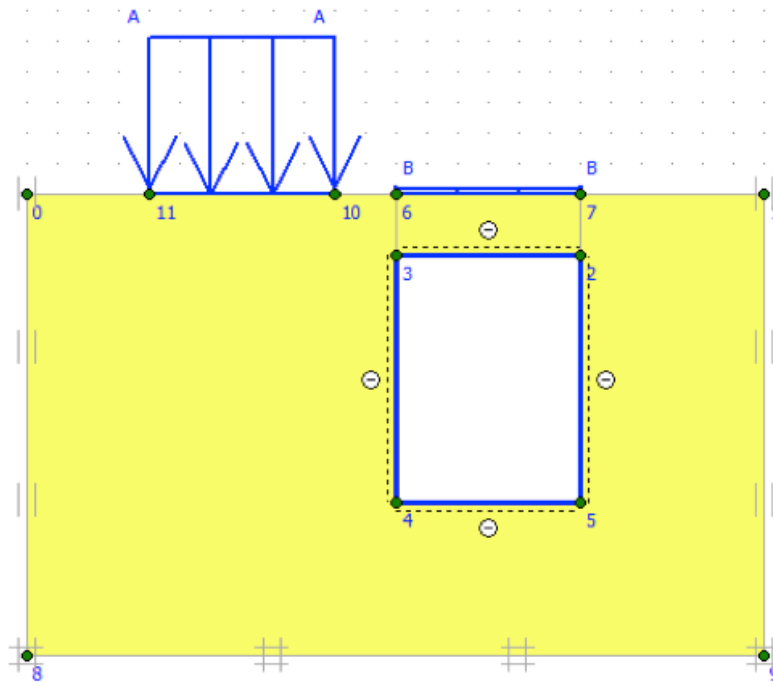


Figura 4-15. Spazio Piccolo

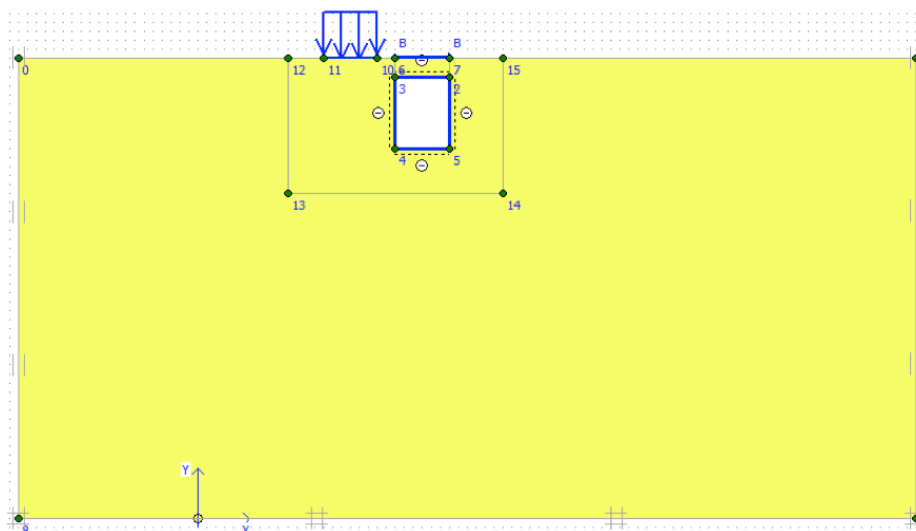


Figura 4-16. Spazio Medio

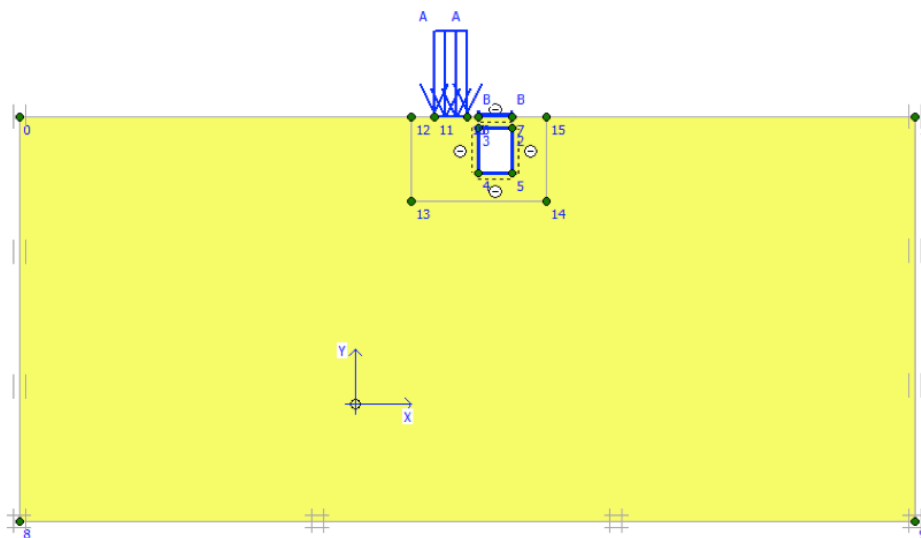


Figura 4-17. Spazio Grande

4.1.5.1 Risultati

Nel caso in Figura 4-16 lo stato di sforzo sulla camera non è compromesso dalle condizioni al contorno dello spazio di costruzione mentre in Figura 4-15 le azioni potrebbero essere diverse dal caso precedente.

È stato fatto uno studio sui momenti flettenti sulle pareti della camera e dai risultati seguenti si può notare la concretezza di questo problema.

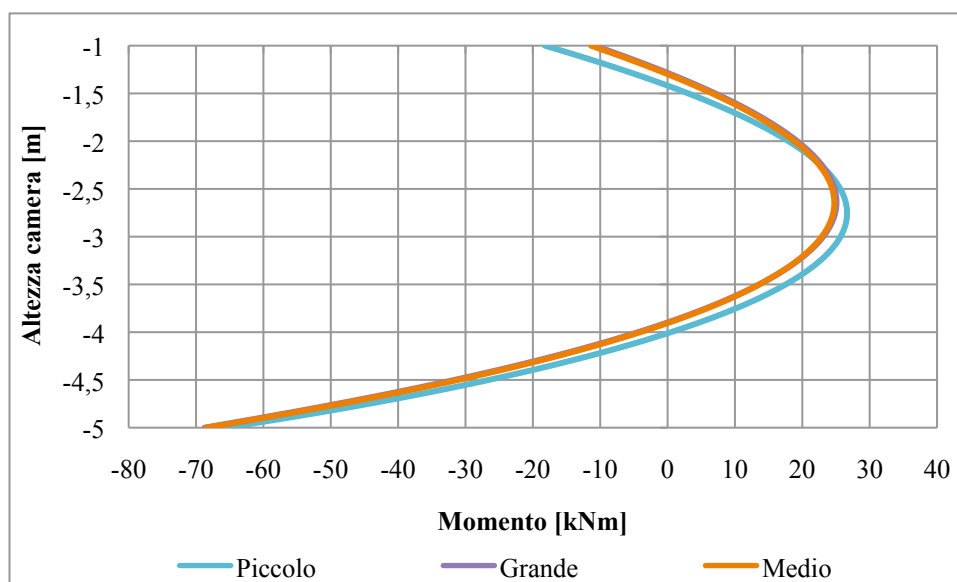


Grafico 4-18: Andamento momenti Lato 1

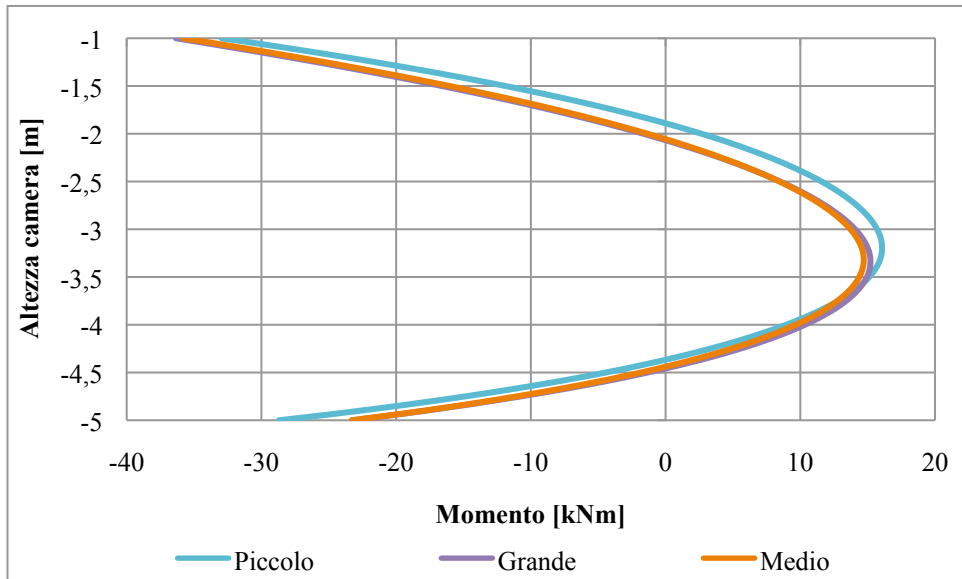


Grafico 4-19. Andamento momenti Lato 2

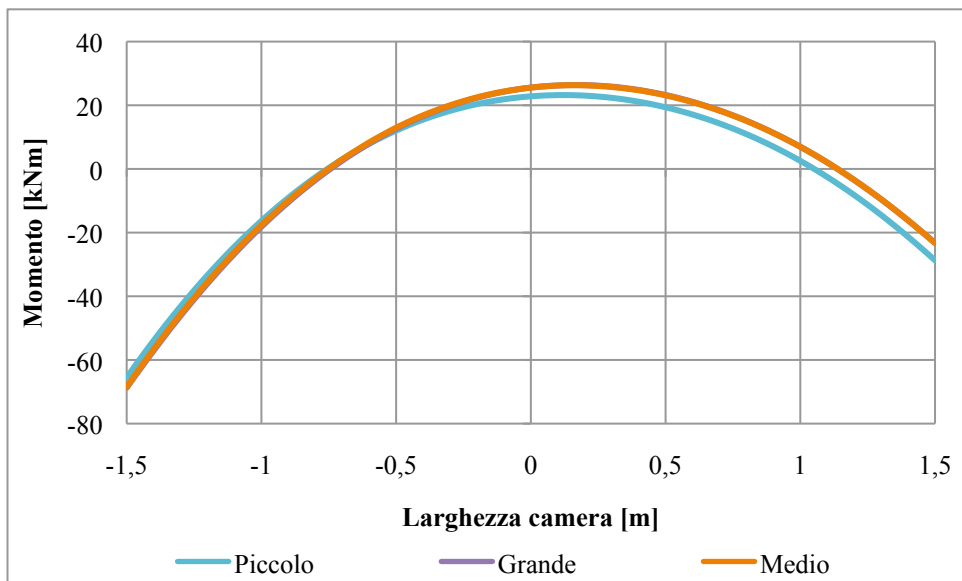


Grafico 4-20. Andamento momenti Lato 3

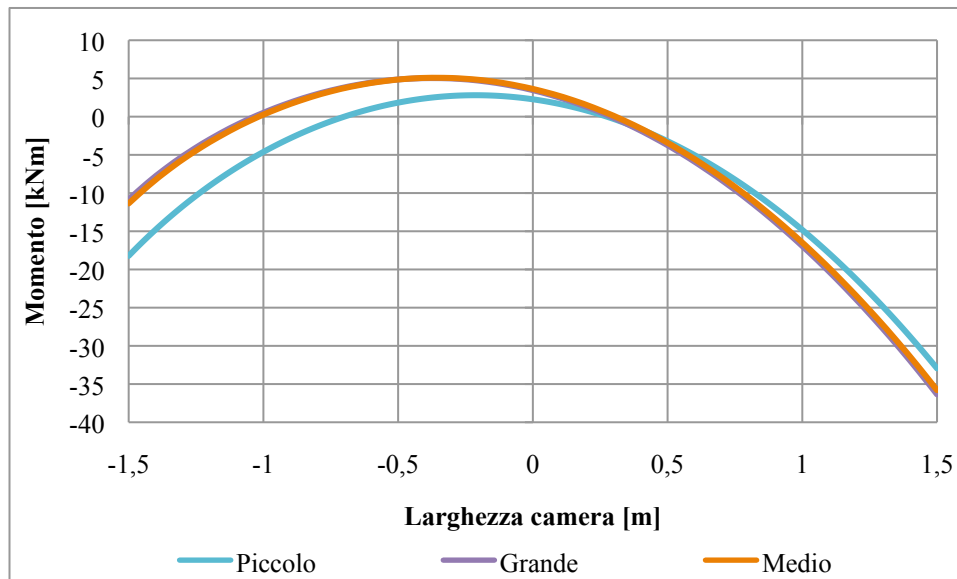


Grafico 4-21. Andamento momenti Lato 4

Dai grafici del momento in Grafico 8.18-8.21 si può osservare la sovrapposizione dei casi “Grande” e “Medio” dai quali si può dedurre che lo spazio di lavoro “Medio” risulta sufficiente per il modello in esame.

4.1.6 Divisione in Elementi Finiti

Uno studio simile a quello sulle condizioni al contorno del problema può essere eseguito per la suddivisione dello spazio di lavoro in elementi finiti.

Sono state prese come esempio tre “mesh” di diversa finezza.

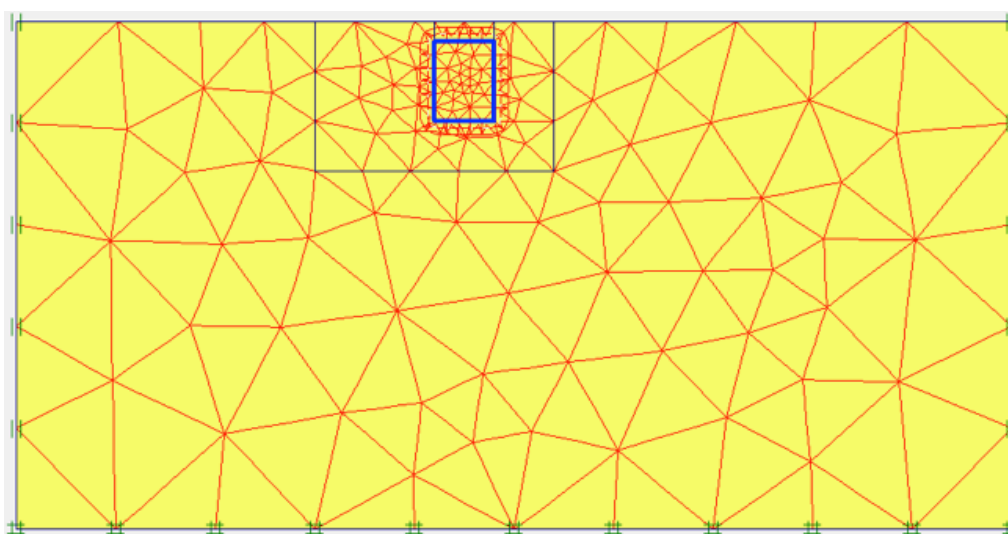


Figura 4-22. Mesh Poco Fine

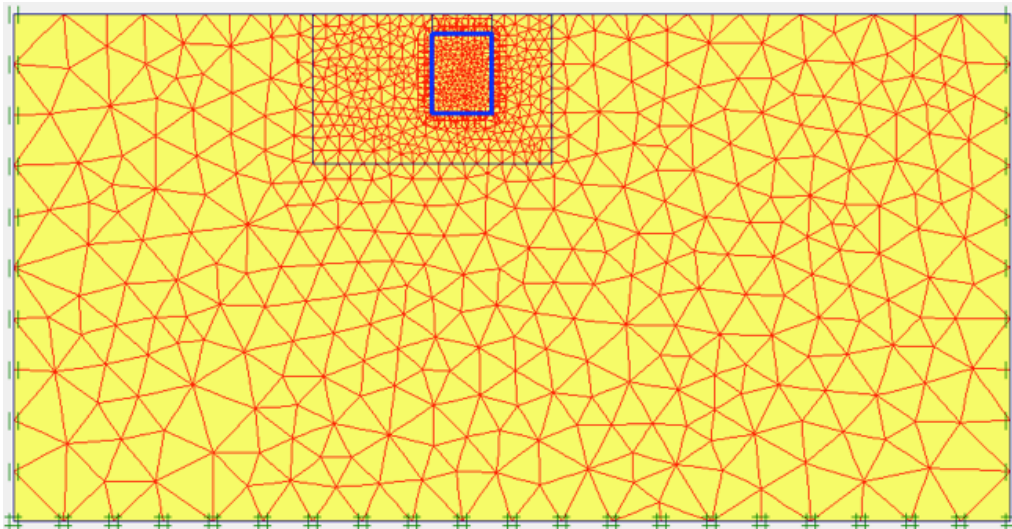


Figura 4-23. Mesh Media

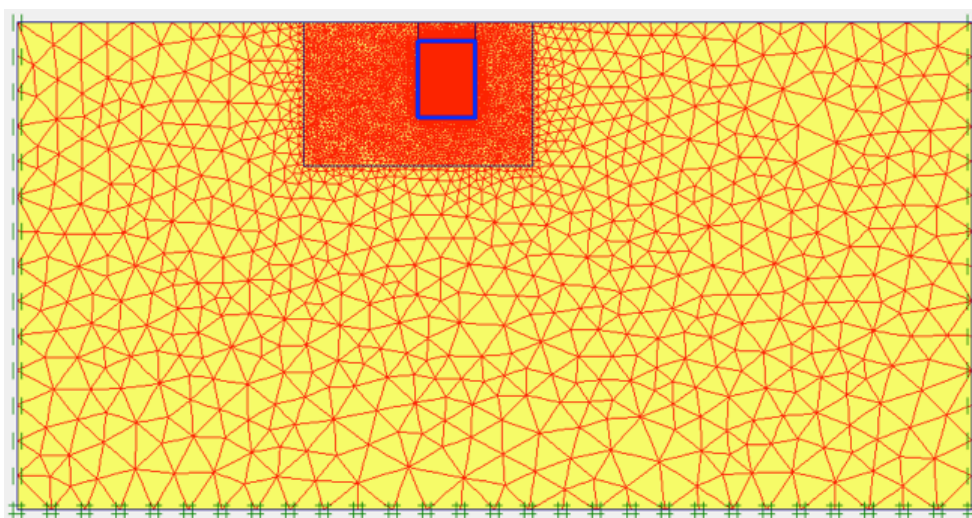


Figura 4-24. Mesh Molto Fine

4.1.6.1 Risultati

Osservando i momenti flettenti sulle pareti della camera:

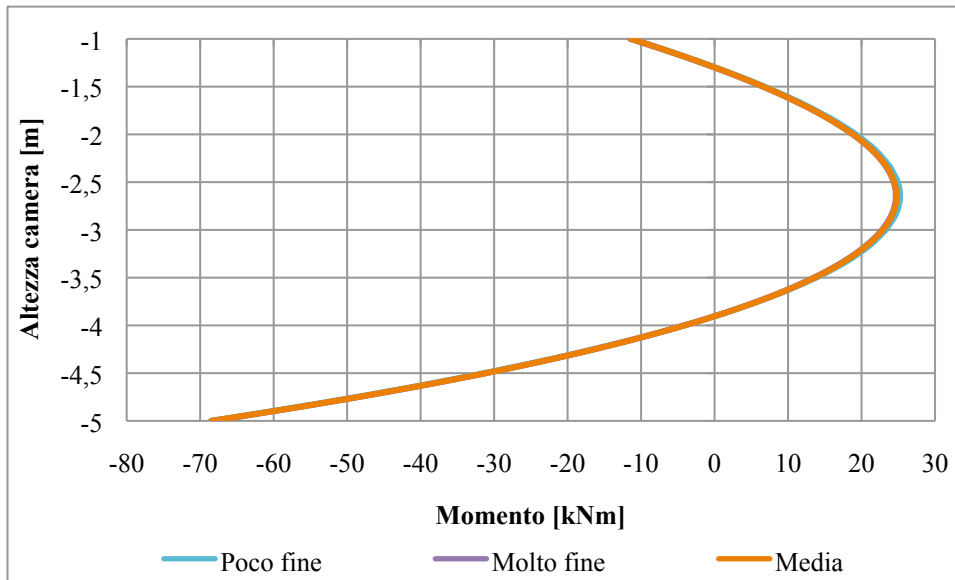


Grafico 4-25. Andamento momenti Lato 1

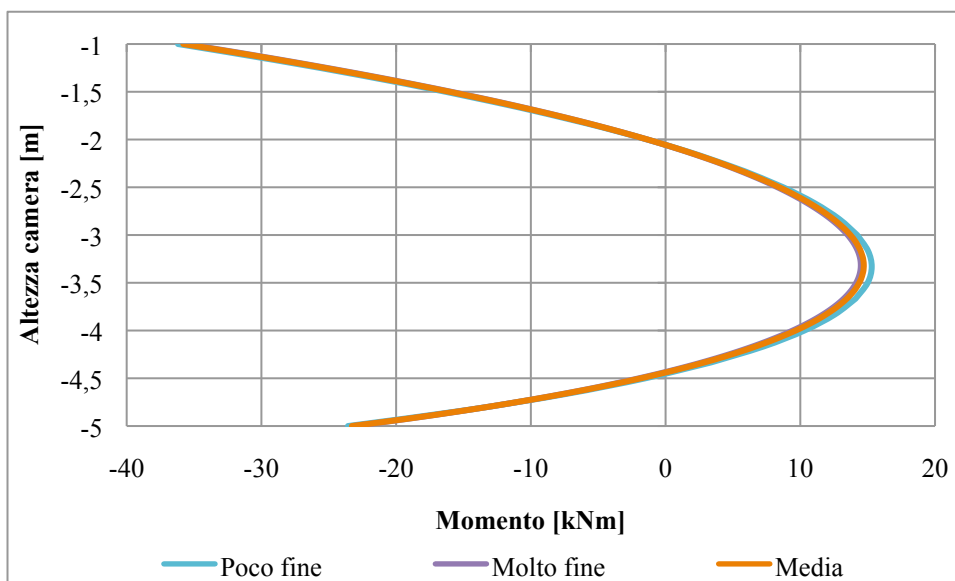


Grafico 4-26. Andamento momenti Lato 2

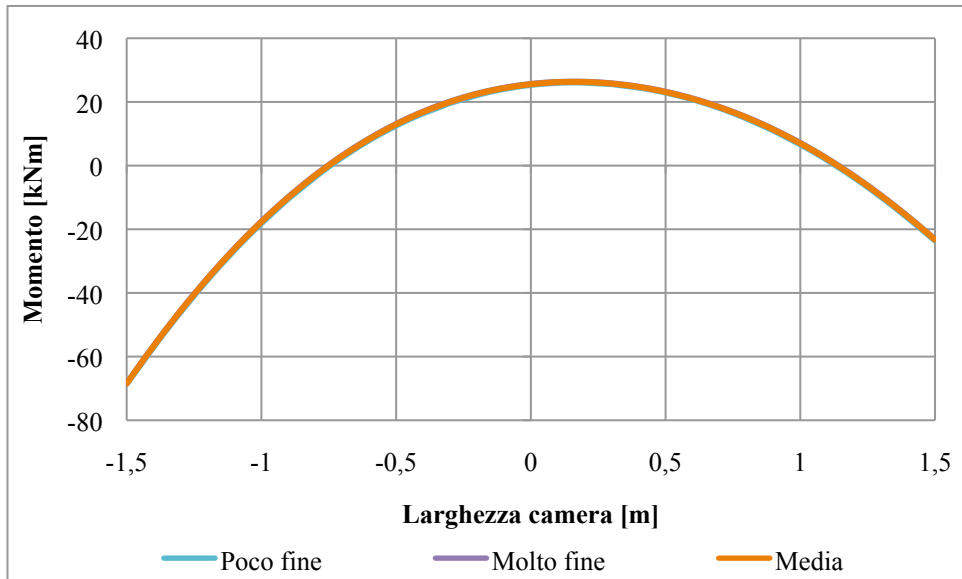


Grafico 4-27. Andamento momenti Lato 3

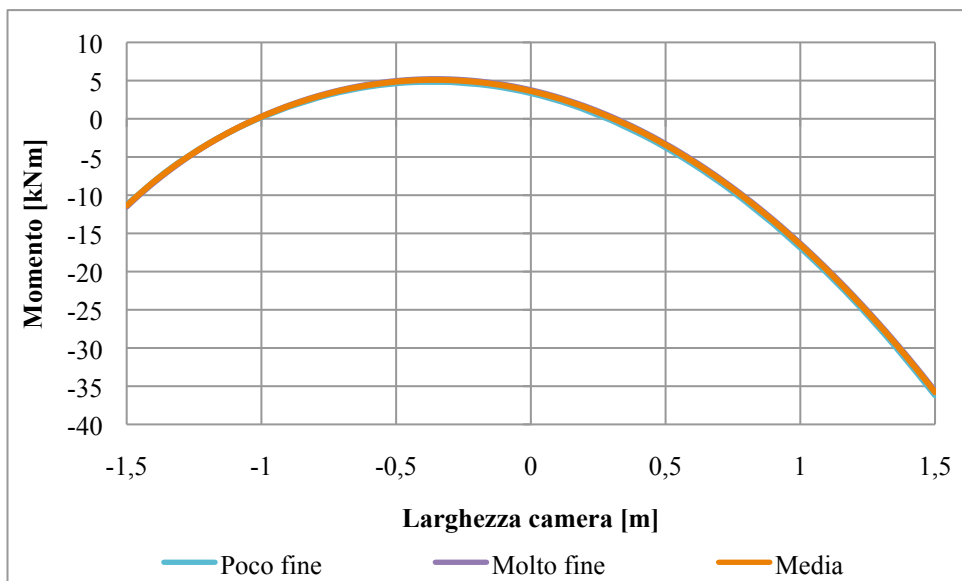


Grafico 4-28. Andamento momenti Lato 4

Si può notare come i risultati differiscano di un fattore trascurabile. Dato che le analisi non occupano un dispendio di tempo eccessivo, è possibile utilizzare una discretizzazione “Media”.

4.1.7 Fasi di Calcolo

Con Plaxis2D si possono considerare anche diverse fasi di calcolo per affinare l'analisi non trascurando la storia del carico che subisce il terreno durante la costruzione della camera.

4.2 Analisi SAP2000

4.2.1 Geometria

Nel programma di input è innanzitutto necessario inserire la geometria della struttura. Viene quindi tracciata la sagoma della struttura, con elementi frame, di dimensioni 3x4 m. Inoltre, va definita la geometria degli elementi della sezione e il quantitativo e disposizione dei ferri tramite il percorso "definisci"→"proprietà sezione"→"sezioni frame"→"definisci sezione". Per quanto riguarda la sezione di calcestruzzo, essendo una struttura 2D, è stata inserita una larghezza fittizia di 1 m e 30 cm di spessore.

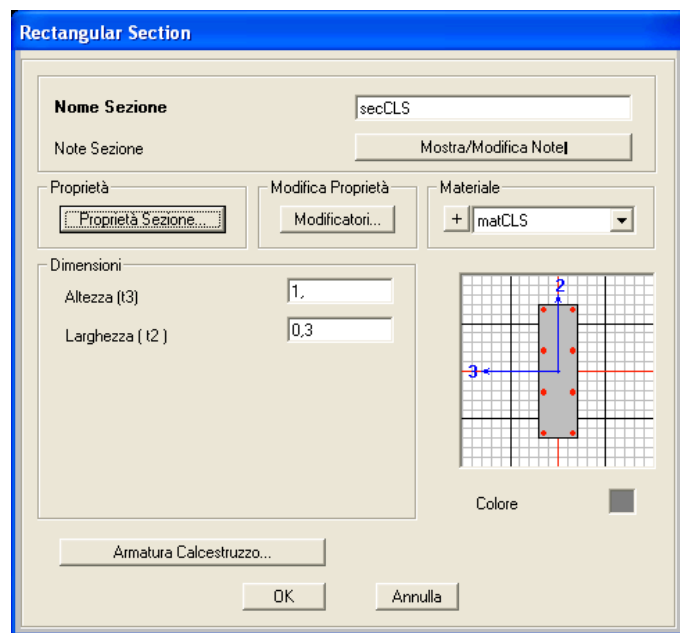


Figura 4-29. Finestra per Inserimento Dati della Sezione di Cls

4.2.2 Materiali

Una volta inserita la geometria è necessario definire le tipologie dei materiali utilizzati (calcestruzzo e acciaio) con il tasto “definisci”→”materiali” inserendo, nelle apposite finestre di dialogo, i dati opportuni.

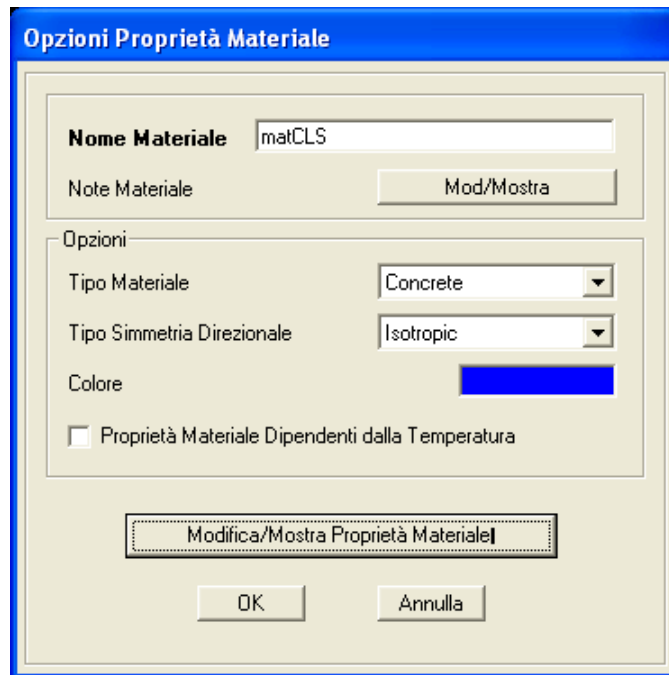


Figura 4-30. Finestra per le Proprietà dei Materiali

Figura 4-31. Finestra Dati Proprietà Materiali (cls)

4.2.3 Carichi

Definiti i materiali, si compongono i carichi: La struttura è soggetta al peso proprio, alle spinte del terreno e alla sottospinta idrostatica nel caso con falda coincidente con il P.C., vanno quindi definiti i carichi (terreno, marciapiede e camion) e le combinazioni di carico del problema (terreno+camion+dead) tramite il percorso: “definisci”→”casi di carico/combinazione di carico”.

Per il calcolo delle pressioni efficaci sono stati utilizzati i valori di peso specifico saturo e secco presenti in letteratura:

$$\gamma' = 11 \text{ kNm}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w = 21 \text{ kNm}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kNm}^3$$

Per quanto riguarda il carico marciapiede, è stato inserito un valore di 2 KN/m su una larghezza di 3 m. Il carico del camion considerato è stato scelto con particolare riferimento al NTC 2008 punto 5.1.4.3 riguardante i carichi mobili dove si prevede il passaggio di un traino a 2 assi da 90 e 190 KN. Essendo il modello bidimensionale si è considerata solamente l'asse più gravosa, distribuito su una lunghezza di tre metri a un metro dalla camera, per la progettazione della stanza considerata. Si considera quindi la costruzioni idonea al transito di tutti i carichi mobili.

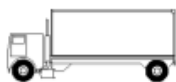




SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90 190	A B
		4,20 1,30	80 140 140	A B B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120 120	C C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

Figura 4-32 Modello di carico a fatica n. 2 - veicoli frequenti

Riguardo al carico del camion, vista l'impossibilità di sap2000 di collocare carichi che non siano direttamente sulla struttura, al fine di ottenere analisi le più simili possibili tra i diversi programmi utilizzati, si è preferito ricavare la distribuzione e l'influenza che un carico laterale ha sulla struttura, calcolandone la variazione di sforzi in due modi. il primo approccio, notevolmente grossolano, facendo variare l'angolo di distribuzione tra 30° e 45°; il secondo, più corretto, tramite l'applicazione del metodo alla Boussinesq,

ricavando l'incremento degli sforzi verticali tramite il "bulbo elastico" per una fondazione nastriforme. Una volta ottenuti tali sforzi, essi sono stati ridistribuiti orizzontalmente grazie alla relazione:

$$\sigma'_H = K_0 \sigma'_V$$

Dove:

σ'_H = sforzo orizzontale efficace

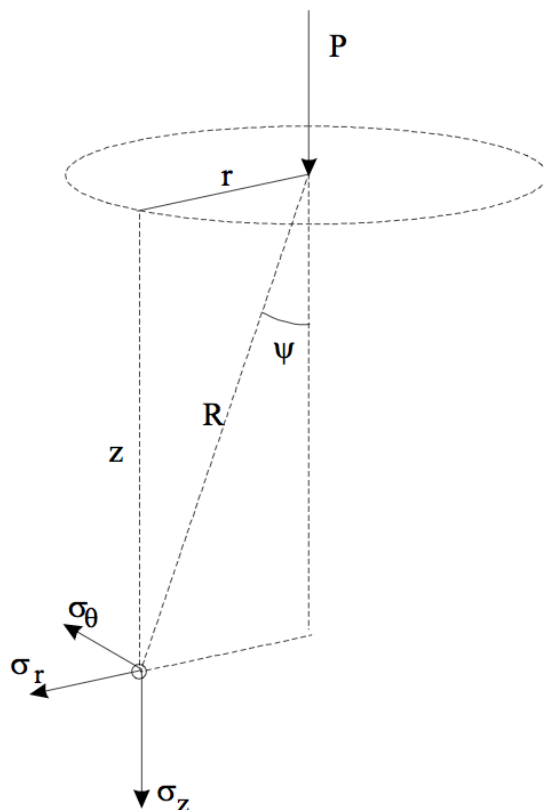
σ'_V = sforzo verticale efficace

K_0 = coefficiente di spinta a riposo (0,6)

4.2.3.1.1 Metodo di Boussinesq

Il matematico francese Boussinesq, nel 1885, fornì la soluzione analitica del problema capostipite di tutte le successive soluzioni elastiche: tensioni e deformazioni indotte da una forza applicata ortogonalmente sulla superficie di un semispazio ideale, continuo, omogeneo, isotropo, elastico lineare e privo di peso.

Con riferimento allo schema di Figura 4-34 le tensioni indotte in un generico punto di tale semispazio, valgono (in coordinate cilindriche):



$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

Figura 4-33. Carico Concentrato Problema di Boussinesq

Dal problema esaminato da Boussinesq, si può facilmente passare ad analizzare la soluzione di un problema in stato piano di deformazione, cioè, con una distribuzione di carichi per unità di lunghezza posti su di una linea che appartiene alla superficie libera del terreno. Conoscendo tale soluzione si può risalire alla soluzione per una striscia di carico (fondazione nastriforme). Infatti, si voglia ad esempio calcolare lo sforzo verticale σ_z in un punto D a profondità z e posto sul raggio inclinato di θ_0 rispetto alla verticale e passante per l'estremo di sinistra A della striscia di carico, come mostrato in Figura 4-35

Per la formula:

$$\sigma_z = \sigma_r \cos^2 \vartheta = \frac{2q}{\pi z} \cos^4 \vartheta$$

Lo sforzo $d\sigma_z$ causato in D da una forza per unità di lunghezza qdx (q ha le dimensioni di una pressione) posta ad una distanza x da A è dato da:

$$d\sigma_z = 2 \frac{qdx}{\pi z} \cdot \cos^4 \theta$$

Poiché però

$$x = z(\tan \vartheta_0 - \tan \vartheta)$$

e quindi

$$dx = -2 \frac{z d\theta}{\cos^2 \theta}$$

diventa quindi

$$d\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \cdot \cos^2 \theta d\theta$$

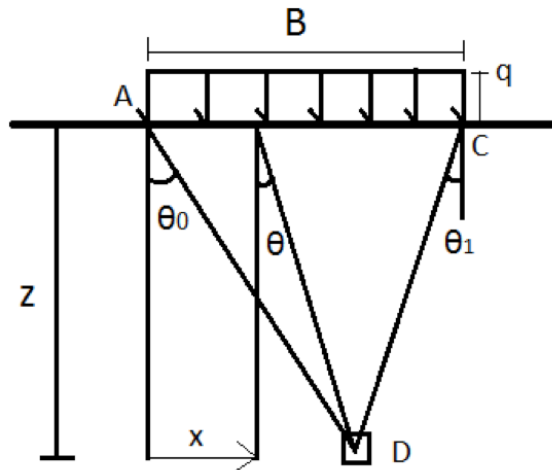


Figura 4-34. Striscia di carico uniforme: definizione della geometria del problema

Per il principio di sovrapposizione degli effetti, lo sforzo verticale in D sarà dato dalla somma di tutte le forze qdx tra A e C. Quindi

$$\sigma_z = \int_A^C d\sigma_z = -\frac{2q}{\pi} \int_{\theta_0}^{\theta_1} \cos^2 \theta d\theta = \frac{q}{\pi} \left(\theta_0 - \theta_1 + \frac{\sin 2\theta_0 - \sin 2\theta_1}{2} \right)$$

In modo del tutto analogo si possono ricavare σ_x e τ_{xz} e quindi anche gli sforzi principali σ_1 e σ_3 .

Nella Figura 4-35 sono disegnate le curve isostatiche degli sforzi principali. Più ci si allontana dalla zona caricata, più la soluzione per la striscia di pressione uniforme converge verso la soluzione che si ottiene per il caso con carico lineare per unità di lunghezza.

Si noti che, sebbene il carico q provochi l'insorgere di uno sforzo in ogni punto del semispazio, per $z > 3B$ lo stato di sforzo conseguente all'applicazione del carico q è trascurabile. L'area compresa all'interno della curva $\sigma_1=0,2q$ viene convenzionalmente detta *bulbo elastico*. si noti inoltre che σ_x , σ_z , τ_{xz} non dipendono dalle caratteristiche elastiche del materiale.

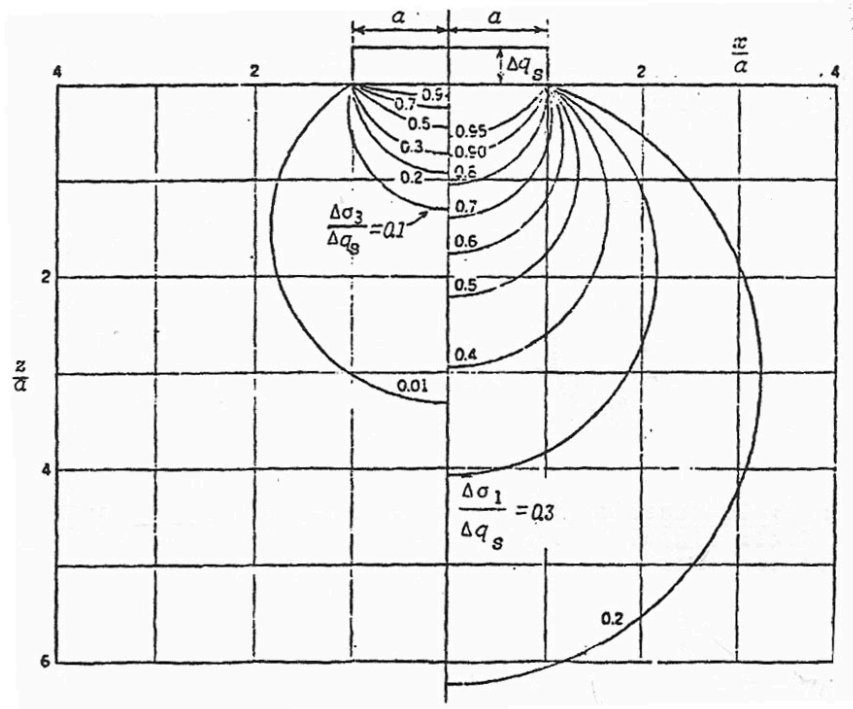


Figura 4-35. Stato tensionale indotto da una striscia di carico uniforme: linee isostatiche dello sforzo principale minore (a sinistra) e di quello principale maggiore (a destra)

Si ottiene quindi che la distribuzione del carico, nei differenti casi, risulta essere:

A 45°:

a 1 m = 16,18 KN

a 5 m = 6,23 KN

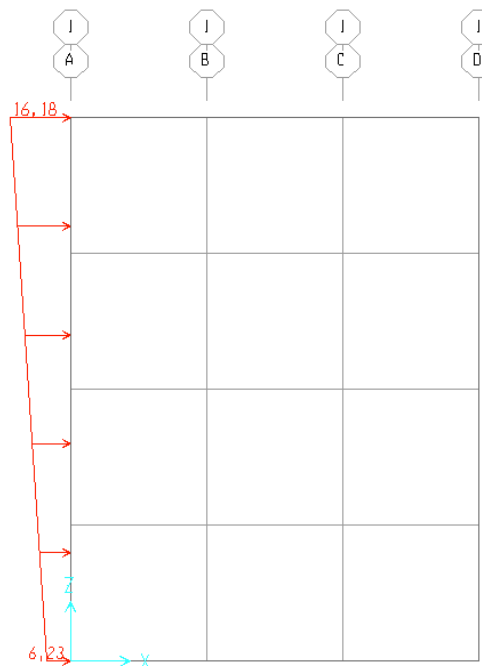


Figura 4-36. Distribuzione del carico del camion con angolo a 45°

A 30°:

a 1,73 m = 16,18 KN

a 5 m = 9,22 KN

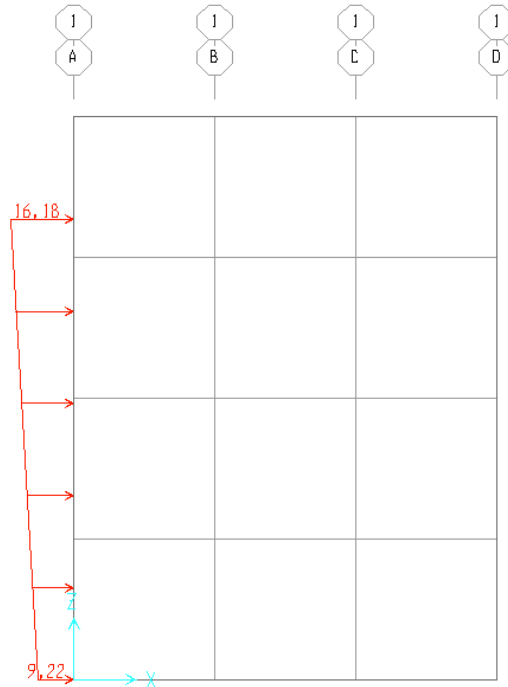


Figura 4-37. Distribuzione del carico del camion con angolo a 30°

Con Boussinesq:

(1. carico sul lato sinistro, 2. Carico sul lato superiore)

1. $x/a=2,5/1,5=1,6$

$z/a = 1/1,5 = 0,6$
curva=0,39
$q_v = 63,33 * 0,39 = 24,69$
$q_h = 24,69 * K_0 = 10,52$

$z/a = 2/1,5 = 1,33$
curva=0,42
$q_v = 63,33 * 0,42 = 26,6$
$q_h = 24,69 * K_0 = 11,33$

$z/a=4/1,5=2,6$
curva=0,35
$q_v=63,33*0,35=22,16$
$q_h=24,69*K_0=9,44$

$z/a=5/1,5=3,33$
curva=0,31
$q_v=63,33*0,31=19,63$
$q_h=24,69*K_0=8,36$

2. $z/a = 1/1,5=0,6$

$x/a=2,5/1,5=1,66$
curva=0,39
$q_v=63,33*0,39=24,69$

$x/a=3,5/1,5=2,33$
curva=0,16
$q_v=63,33*0,16=10,13$

$x/a=4,5/1,5=3$
curva=0,08
$q_v=63,33*0,08=5,06$

$x/a=5,5/1,5=3,66$
curva=0,02
$q_v=63,33*0,02=1,26$

con $K_0 = 0,426 = (1-\text{sen}35^\circ)$

Riassumendo:

sul lato sinistro:

a 5 m = 8,36 KN; a 4 m = 9,44 KN; a 2 m = 11,33 KN; a 1 m = 10,52 KN

sul lato superiore:

a 0 m = 24,69 KN; a 1 m = 10,13 KN; a 2 m = 5,06 KN; a 3 m = 1,26 KN

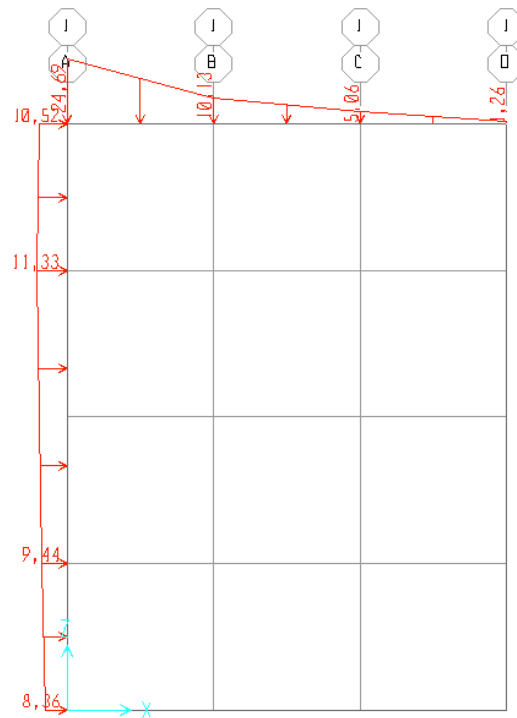


Figura 4-38. Distribuzione del carico del camion con Boussinesq

4.2.3.1.2 Risultati

Sono riportati di seguito i grafici rappresentanti i momenti flettenti sui quattro lati della struttura, rilevandone la differenza tra le varie tecniche adottate. La numerazione, dei lati nei grafici seguenti, fa riferimento alla Figura 8-5.

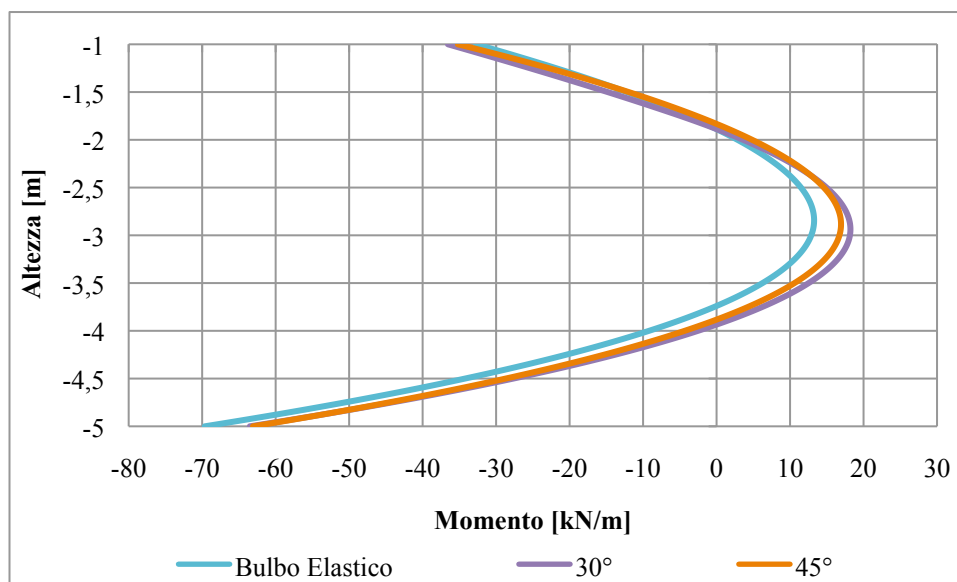


Grafico 4-39. Andamento momenti Lato 1

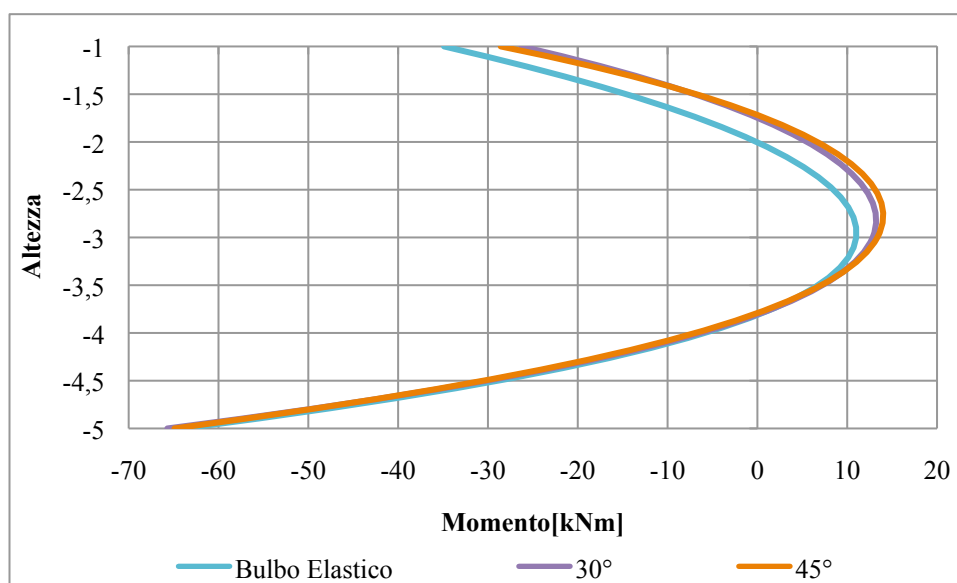


Grafico 4-40. Andamento momenti Lato 2

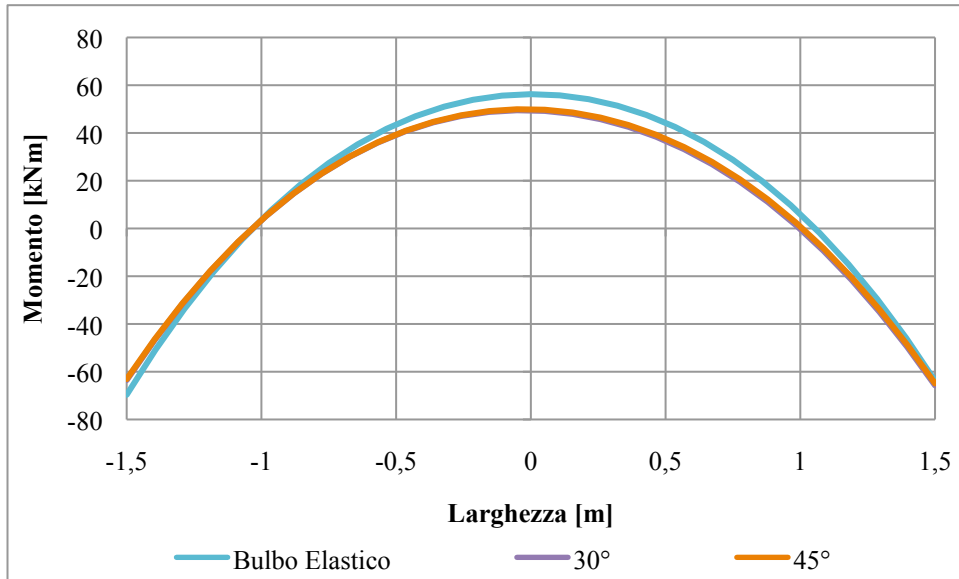


Grafico 4-41. Andamento momenti Lato 3

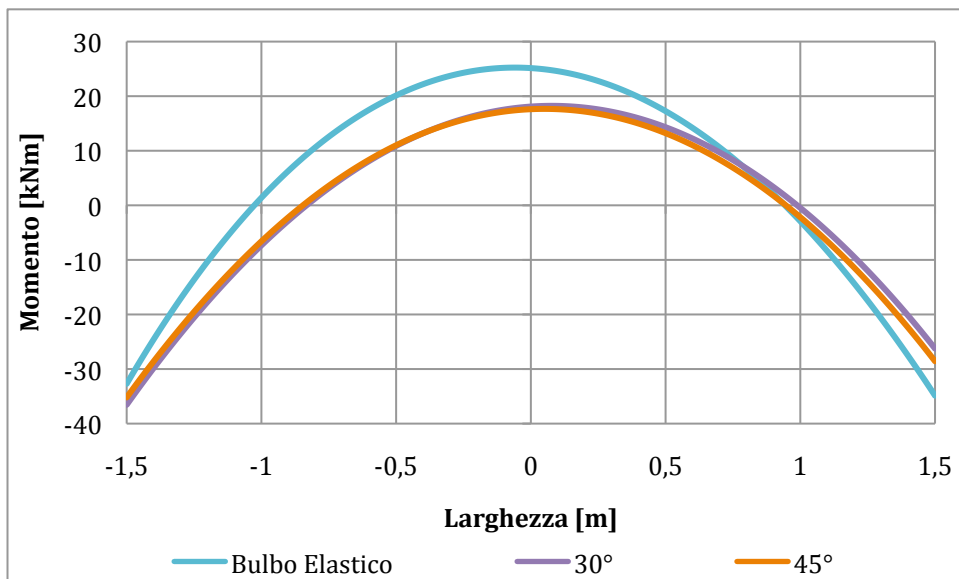


Grafico 4-42. Andamento momenti Lato 4

Infine, dopo aver definito tutti i dati utili al problema, ognuno di essi è stato assegnato ai corrispettivi elementi frame della struttura tramite il tasto “assegna”. Un particolare discorso va fatto per l’assegnazione dei vincoli esterni, rappresentati da molle lineari.

4.2.4 Rigidezza delle Molle nel Caso di Terreno alla Winkler

L'approssimazione più comune per un terreno in sap2000 è tramite il modello alla Winkler il quale è un modello matematico del terreno adottato nel problema del calcolo delle fondazioni, ed elaborato dall'ingegnere tedesco Emil Winkler, in cui s'ipotizza che la spinta esercitata dalla fondazione sul suolo è proporzionale all'abbassamento del suolo.

L'espressione matematica del modello di Winkler, nel caso di fondazione superficiale piana è:

$$p(x,y) = K w(x,y)$$

dove:

K = costante di sottofondo, [N/m³]

$w(x,y)$ = spostamento verticale di un punto generico di coordinate (x,y) , [m]

$p(x,y)$ = pressione agente sulla superficie del terreno, [N/m²]

In concreto il modello equivale a schematizzare il terreno come un letto di molle, dotate di una certa rigidezza, molto vicine tra loro ma svincolate: quindi ogni molla è indipendente dalle altre. La pressione di contatto in ogni punto quindi, dipende dallo spostamento del punto stesso. L'indipendenza delle molle comporta inoltre l'impossibilità di trasmettere sollecitazioni di taglio.

Il modello di Winkler non schematizza il terreno come un mezzo continuo, cioè non restituisce lo stato tenso-deformativo alle varie profondità. Con questo modello di suolo il terreno è semplicemente visto come un mezzo che in superficie reagisce proporzionalmente ai carichi applicati.

Tale modello cade però in difetto in quanto il terreno, che salvo rotture è un mezzo continuo, nella realtà si deforma anche al di fuori dell'impronta di carico. Tale costante non è per nulla una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo.

Da precedenti considerazioni emerge come questa grandezza K sia molto spesso tutt'altro che costante per una fondazione ampia, che coinvolge una volumetria di terreno poco omogenea. Ne consegue, pertanto, che il coefficiente di reazione non è una proprietà del terreno, e quindi non ha alcun senso fornirne valori tipici per terreni tipici.

Occorrono molte e costose indagini geotecniche per appurare con esattezza il valore più idoneo. Ci si accontenta spesso di valori cautelativi, utilizzando dei coefficienti di sicurezza appropriati per il calcolo progettuale e le verifiche strutturali delle fondazioni e della sovrastruttura.

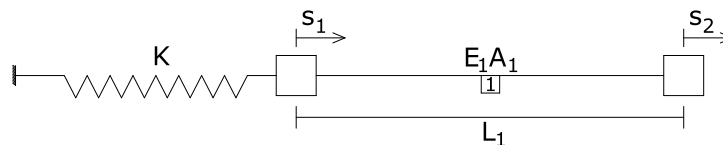
Per tale difficoltà nel calcolo del valore K sono state eseguite analisi, dove è stato fatto variare il valore di rigidità delle molle, per studiarne l'influenza che questo ha sulla struttura.

Dal punto di vista della programmazione, SAP2000 procede tramite i seguenti passaggi:



$$F = K d$$

Consideriamo per prima cosa un vincolo elastico a terra:

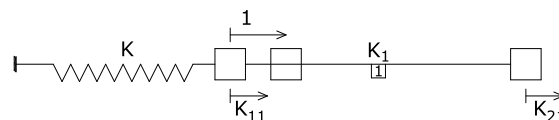


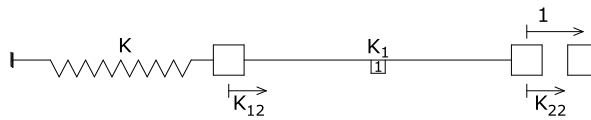
La rigidità della molla è k mentre quella assiale dell'asta è $k_1 = E_1 A_1 / L_1$. Nel semplice esempio si considerano i gradi di libertà locali u_1 e u_2 che coincidono con quelli globali s_1 e s_2 .

Nel caso in cui la molla non sia presente (vincolo rigido) la matrice di rigidità assiale dell'elemento è:

k_1	$-k_1$
$-k_1$	k_1

Nel caso in cui sia presente la molla è possibile costruirsi facilmente la matrice di rigidità assiale applicando una deformazione assiale unitaria per ciascun grado di libertà e valutando le reazioni ai vincoli:





$$k_{11} = k + k_1$$

$$k_{12} = k_{21} = -k_1$$

$$k_{22} = k_1$$

La matrice di rigidezza è quindi:

$k_1 + k$	$-k_1$
$-k_1$	k_1

Come si può notare solo all'unico grado di libertà associato al punto di applicazione della molla, si aggiunge la rigidezza k dovuta alla presenza del vincolo elastico.

4.2.4.1 Risultati

I risultati seguenti considerano due casi: il primo con rigidezza delle molle differenti tra i lati (30000 KN/m^2 e 3000 KN/m^2), il secondo con rigidezze identiche in entrambi i lati (30000 KN/m^2). Il caso con molle identiche ma di rigidezza di 3000 KN/m^2 non è stato riportato in quanto perfettamente identico a quello precedente di 30000 KN/m^2 .

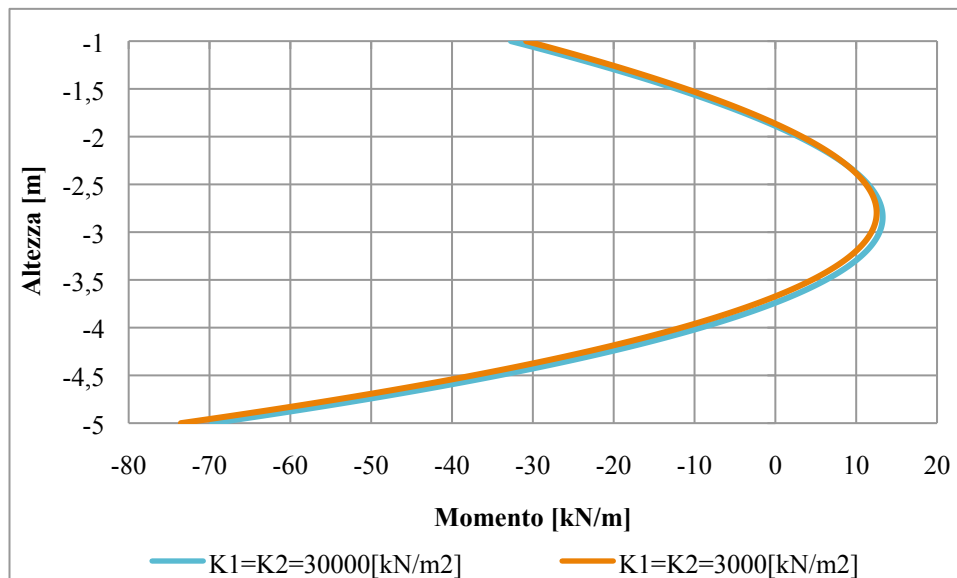


Grafico 4-43. Andamento momenti Lato 1

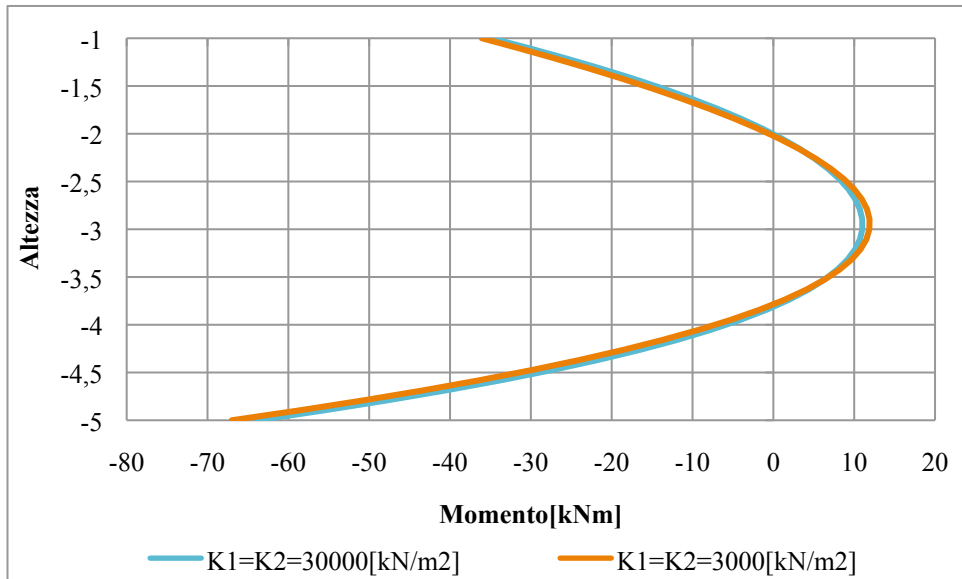


Grafico 4-44. Andamento momenti Lato 2

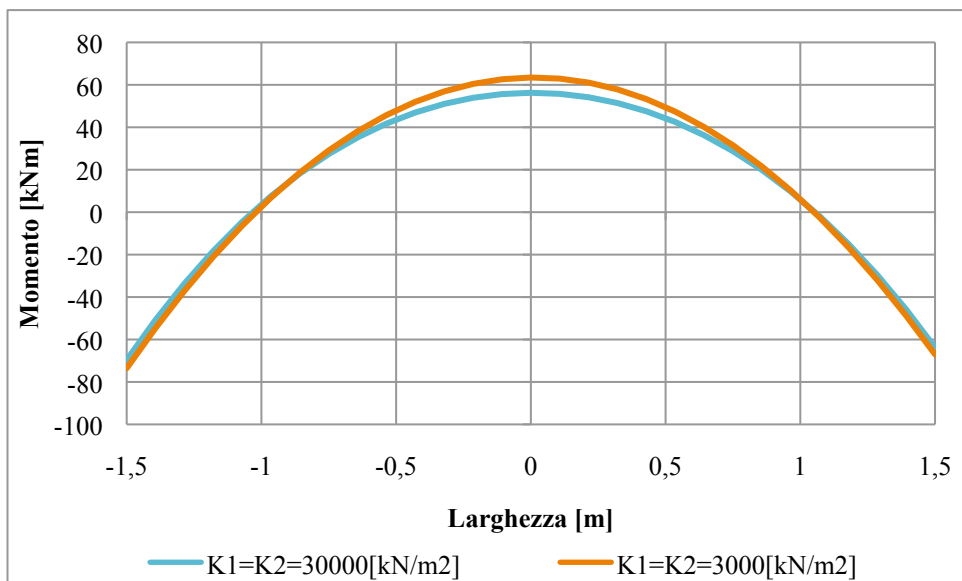


Grafico 4-45. Andamento momenti Lato 3

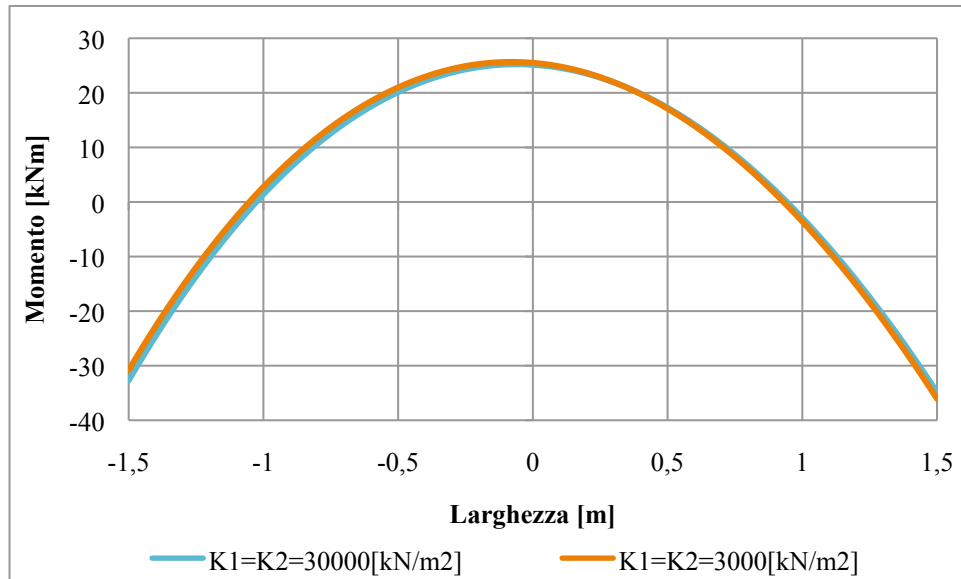


Grafico 4-46. Andamento momenti Lato 4

Il caso che viene considerato è quello di un terreno ovunque omogeneo nell'intorno della camera, di conseguenza al fine pratico per il dimensionamento della struttura è indifferente la rigidezza utilizzata. Si è quindi scelta una rigidezza, ricavata dalla letteratura, per sabbie medie pari a 30000 KN/m^3 .

A scanso di equivoci, si è comunque scelto di studiare un caso di dimensioni maggiori ($9 \times 9 \text{ m}$) in quanto, in un caso troppo ridotto come quello da noi sviluppato, la rigidezza della struttura potrebbe essere eccessiva per notare una differenza nel comportamento delle molle.

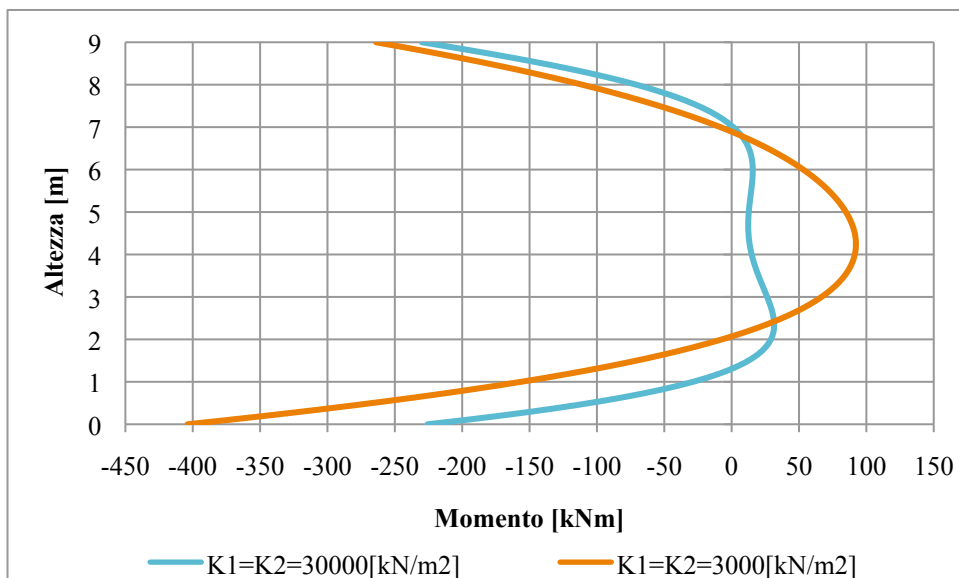


Grafico 4-47. Andamento dei momenti lato 2 per una stanza 9x9 m

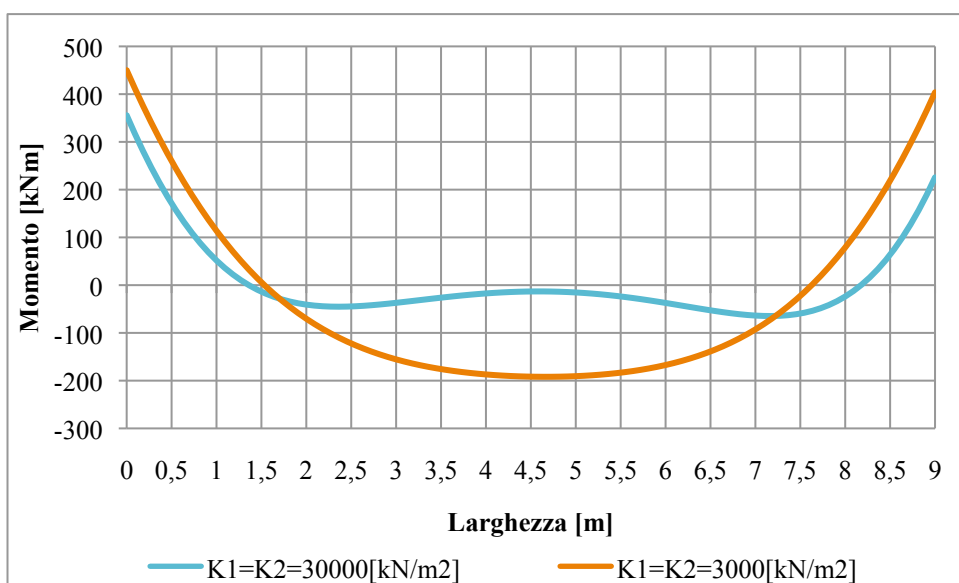


Grafico 4-48. Andamento dei momenti lato 3 per una stanza 9x9 m

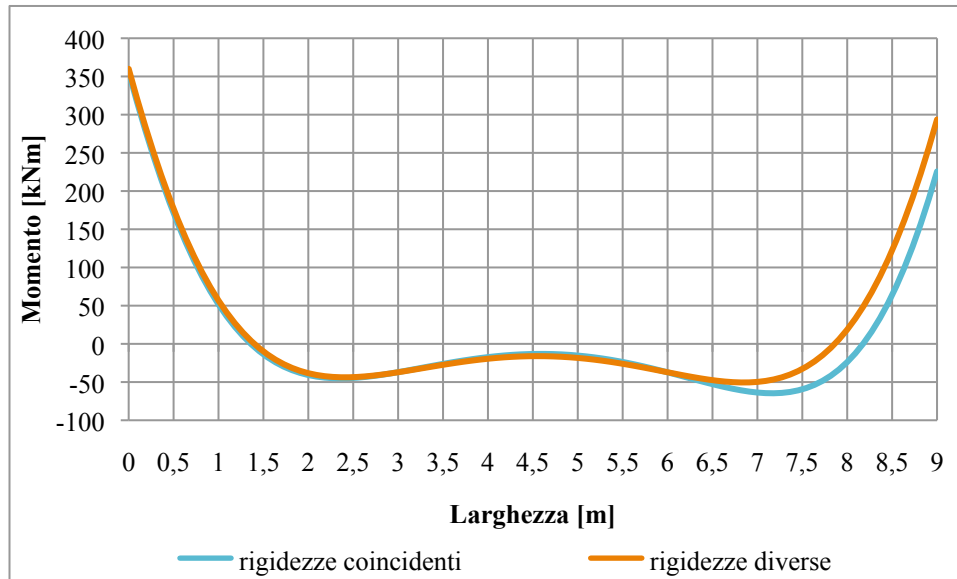


Grafico 4-49. Andamento dei momenti lato3 per una stanza 9x9 m

Da tale analisi è, infatti, risultato che le dimensioni della camera influenzano notevolmente l'effetto che le molle hanno su di esse.

5 ANALISI E CONFRONTO PROGRAMMI

Dopo aver svolto uno studio sulla sensibilità dei due programmi rispetto a parametri inseriti dall'utente, al fine di scegliere quelli più idonei, si è passati ad analizzare il caso in esame con intenzione di confrontare i risultati attraverso differenti approcci metodologici.

I fattori che più influenzano le analisi, sono la variazione delle spinte del terreno K_0 , K_a , K_p . Inoltre, si è pensato di suddividere il confronto in due parti: una fase iniziale senza il carico del camion e del marciapiede, e una finale con l'aggiunta di questi ultimi. Infine sarà studiata l'influenza che la storia di carico può avere sui risultati delle analisi suddividendo le fasi costruttive grazie alle potenzialità di Plaxis2D.

La struttura presa in esame è analoga a quella introdotta all'inizio con le caratteristiche dei materiali riportati in Tabella 2-1.

Alcuni dati, essendo differenti da programma a programma, sono stati riportati in seguito nei rispettivi paragrafi.

5.1 Influenza dei coefficienti di spinta

Come introdotto in precedenza, per determinare i valori di carico sulle pareti della struttura, sono di rilevante importanza i coefficienti di spinta. Viene quindi introdotto il significato di tali valori. Le differenze tra i diversi livelli di spinta al variare delle deformazioni della camera si possono comprendere con l'ausilio del seguente esempio.

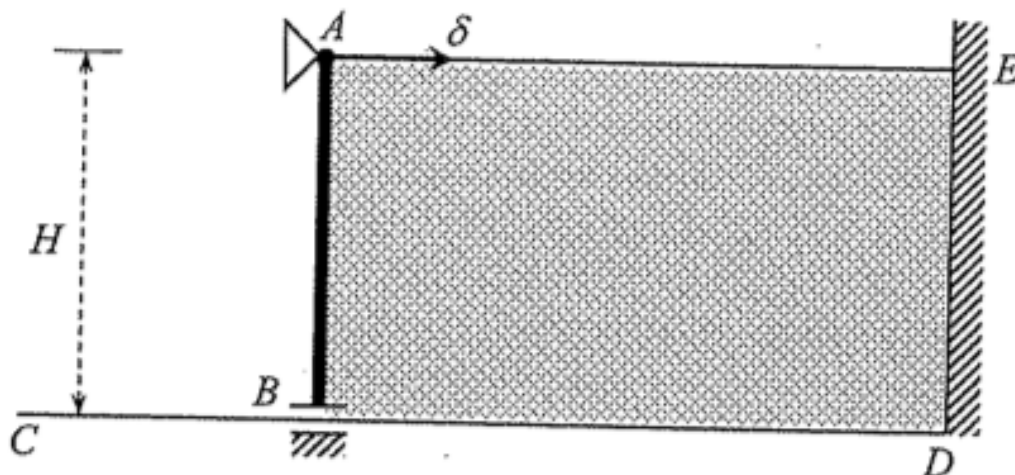


Figura 5-1. Contenitore di sabbia delimitato da una paratia (AB), che può scorrere sulla base (CD), senza subire rotazioni intorno a B

Si suppone di avere un contenitore del tipo schematizzato in Figura 5-1 nel quale venga versata della sabbia secca, mantenendo bloccata la paratia rigida di sinistra mentre la sabbia si deposita. Se la paratia è liscia le condizioni di spinta saranno quindi quelle edometriche per cui vale la seguente equazione

$$\sigma_h = \sigma_v K_0$$

Dove K_0 è il “*coefficiente di spinta a riposo*”.

A deposizione terminata, la risultante delle spinte sulla paratia sarà allora data dalle seguente

$$S_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Poiché la paratia è vincolata con un manicotto alla base del contenitore, la risultante delle spinte sarà equilibrata dalla reazione vincolare nell'appoggio “A”. Si immagini ora di traslare verso sinistra l'appoggio di una quantità “d” in modo tale che la paratia offra un sostegno meno efficace al terreno. La spinta di questo su “AB” tenderà a diminuire, fino a raggiungere il valore limite

$$S_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

Dove K_A è il “*coefficiente di spinta attiva*”. Al contrario, per far sì che si muova “AB” verso destra, cioè contro il terreno, sarà necessario esercitare una forza in “A” tale che la reazione del terreno su “AB” tenda ad aumentare, fino a raggiungere il valore limite

$$S_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

Dove K_P è il “*coefficiente di spinta passiva*”.

Dai risultati sperimentali, si può notare che il valore limite fornito dalla spinta attiva viene raggiunto a prezzo di piccoli spostamenti. Al contrario per raggiungere le condizioni di spinta passiva, gli spostamenti devono essere molto grandi.

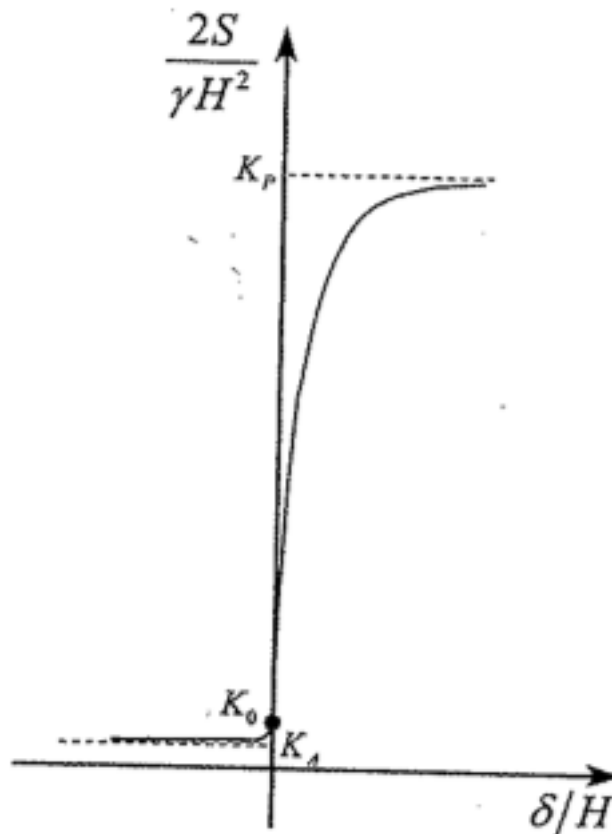


Figura 5-2. Andamento qualitativo delle spinte sulla paratia in funzione del suo spostamento laterale

Analisi con SAP2000

Per simulare il comportamento del suolo è stata assegnata al lato inferiore della camera, una serie di molle lineari con mesh frame automatica in 29 elementi (10 molle al m) con rigidità pari a 30000 KN/m².

Il carico del terreno è stato calcolato come:

$$(\gamma_{\text{dry}} \cdot z \cdot K_0) = 17 \cdot z \cdot 0,426$$

$$\text{per } z=5 \quad q_{\text{terreno}}=36,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=4 \quad q_{\text{terreno}}=28,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=2 \quad q_{\text{terreno}}=14,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=1 \quad q_{\text{terreno}}=7,24 \text{ KN/m}^2$$

$$(\gamma_{\text{dry}} \cdot z) = 17 \cdot 1 = 17 \text{ KN/m}$$

Si sottolinea che tale carico è stato ricavato imponendo un peso del terreno dipendente dalla spinta a riposo K_0 .

Considerando ora il terreno con una spinta attiva K_a si ottengono dei valori di carico pari a:

$$(\gamma_{\text{dry}} \cdot z \cdot K_a) = 17 \cdot z \cdot 0,271$$

$$\text{per } z=5 \quad q_{\text{terreno}}=23,035 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=4 \quad q_{\text{terreno}}=18,428 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=2 \quad q_{\text{terreno}}=9,214 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{per } z=1 \quad q_{\text{terreno}}=4,607 \text{ KN/m}^2$$

$$(\gamma_{\text{dry}} \cdot z) = 17 \cdot 1 = 17 \text{ KN/m}$$

dove:

$$K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = 0,271 \quad \text{con } \phi=35^\circ$$

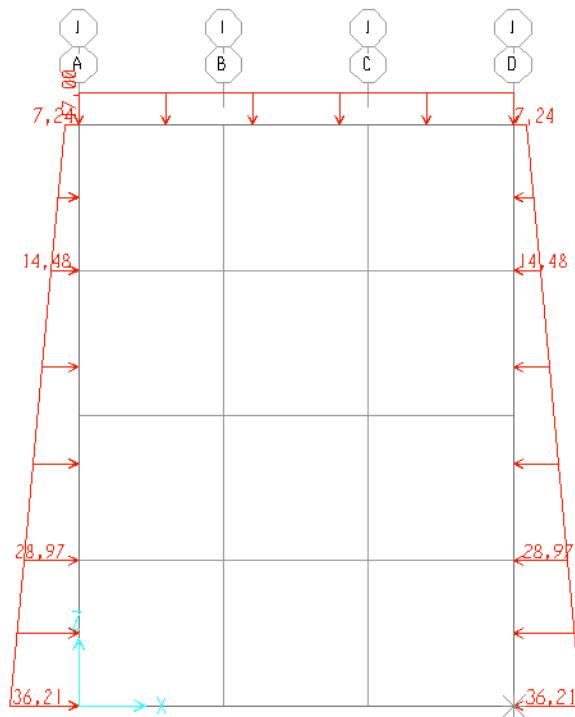


Figura 5-3. Distribuzione dei carichi con coefficiente di spinta K_0

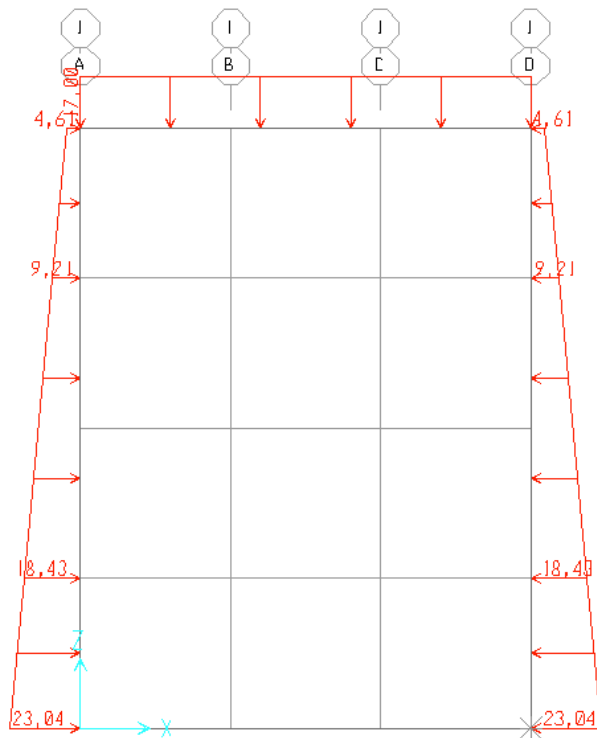


Figura 5-4. Distribuzione dei carichi con coefficiente di spinta K_A

Analisi con Plaxis2D

Per il terreno sono stati assegnati i parametri caratteristici delle “sabbie medie”, un’ampiezza dello spazio di lavoro “Medio” (50x25 m), una mesh di finezza “Media”.

5.1.1 Fase iniziale

Si prova ora a considerare la situazione iniziale, priva del carico del camion e marciapiede.

Poiché Plaxis2D è un programma che discretizza il terreno con elementi finiti, non risulta necessario imporre un coefficiente di spinta in quanto calcolato dal programma stesso.

Con SAP2000 è richiesto un procedimento più impegnativo, poiché i dati riguardanti il peso del terreno variano a seconda del coefficiente di spinta utilizzato: una spinta del terreno ottenuta, prima utilizzando il coefficiente di spinta a riposo imponendo in tal modo uno spostamento nullo della camera; poi utilizzando il coefficiente di spinta attiva imponendo così uno spostamento tale che si generi questa condizione.

Non essendoci carichi laterali che rendono asimmetrica la distribuzione del carico sulla camera, la quale risulta compressa sui lati e poiché il terreno non reagisce a trazione, vengono inserite solamente molle sul lato inferiore della struttura per simulare la risposta del terreno.

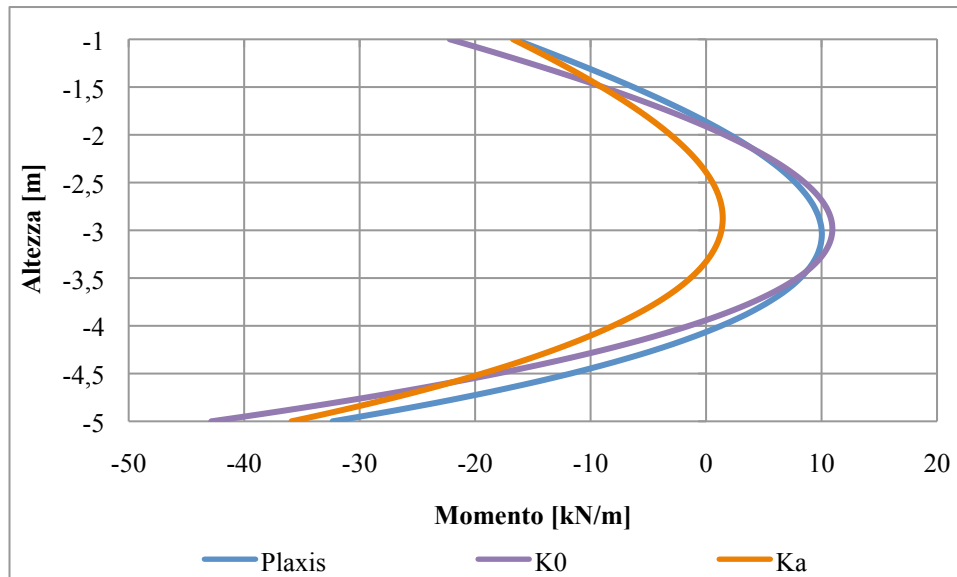


Grafico 5-5. Andamento momenti lato 1

Questa differenza nei risultati ottenuti è dovuta all'approssimazione della spinta del terreno necessariamente adottata nella costruzione del modello con SAP2000. Infatti con questo programma si può considerare l'effetto del carico dovuto al terreno come una spinta triangolare sulla camera, mentre con Plaxis2D si ha la possibilità di considerarlo come un continuo discretizzato in elementi finiti. Le conseguenze di questa approssimazione sono visibili nei grafici seguenti dove sono riportati la spinta del terreno e i coefficienti di spinta.

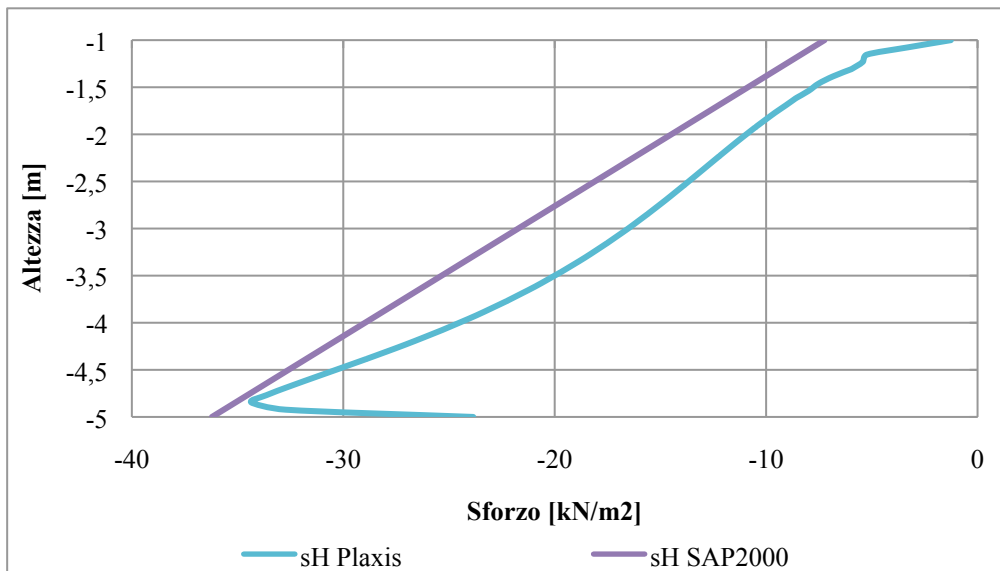


Grafico 5-6. Andamento degli sforzi

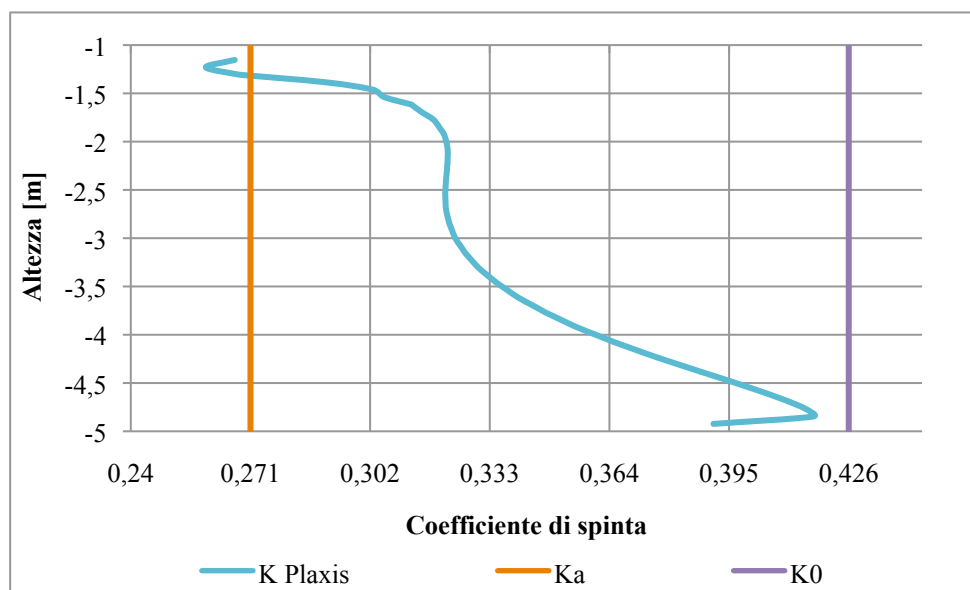


Grafico 5-7. Confronto tra i coefficienti di spinta del terreno SAP2000 e Plaxis2D

Attraverso Plaxis2D si ha la possibilità di legare gli spostamenti alle deformazioni tramite la congruenza e successivamente agli sforzi potendo considerare il terreno un continuo dotato di un proprio legame costitutivo. Di conseguenza si può osservare nel grafico come attraverso questo programma si ottengano diversi coefficienti di spinta al variare dello spostamento della parete e come i loro valori siano compresi tra K_a e K_0

poiché si genera uno spostamento non sufficientemente elevato per raggiungere una condizione di spinta attiva.

5.2 Fase Finale

La distribuzione del carico trasmesso dall'autocarro sulla struttura, è stato calcolato con il metodo di Boussinesq, tramite il grafico in Figura 4-35, in quanto risulta essere un metodo più simile a quello reale. Il peso del terreno è pari a quello ottenuto con la K_0 .

Sono state inserite molle con mesh frame automatica pari a 29 (lato inferiore) e 39 (lato destro) con rigidezza pari a $K = 30000 \text{ KN/m}^2$.

In Plaxis2D è sufficiente attivare i carichi in precedenza inseriti.

I momenti ottenuti sono pari a:

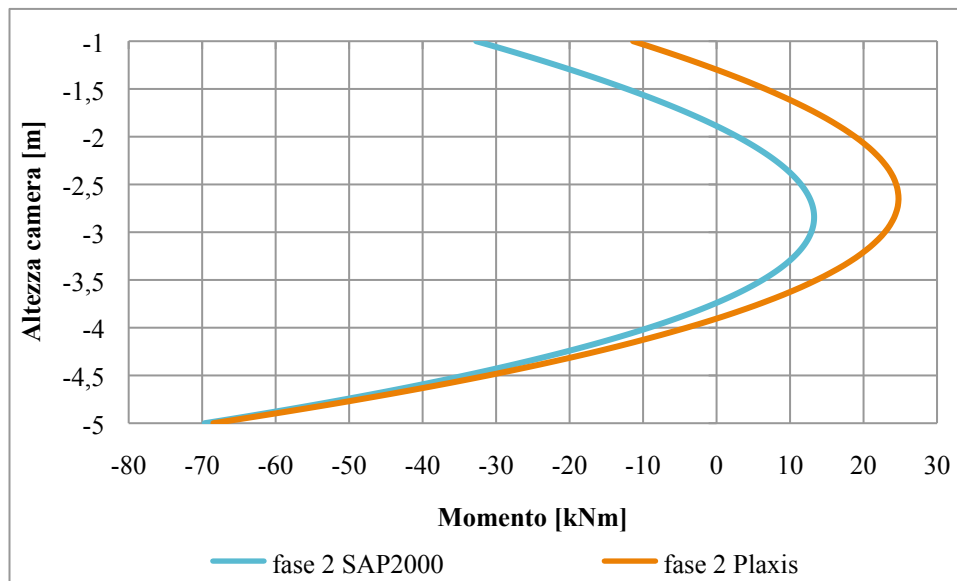


Grafico 5-8. Andamento momenti lato 1

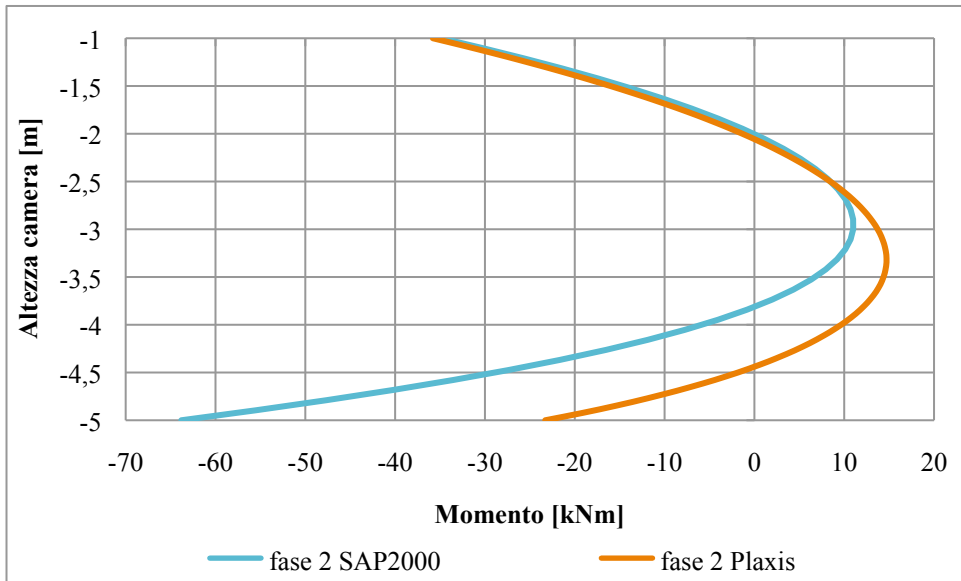


Grafico 5-9. Andamento momenti lato 2

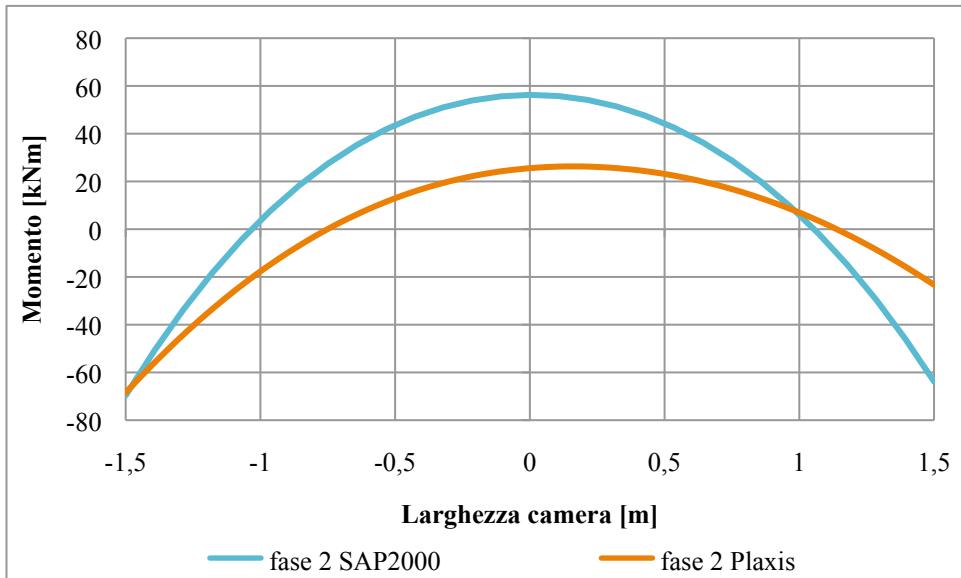


Grafico 5-10. Andamento momenti lato 3

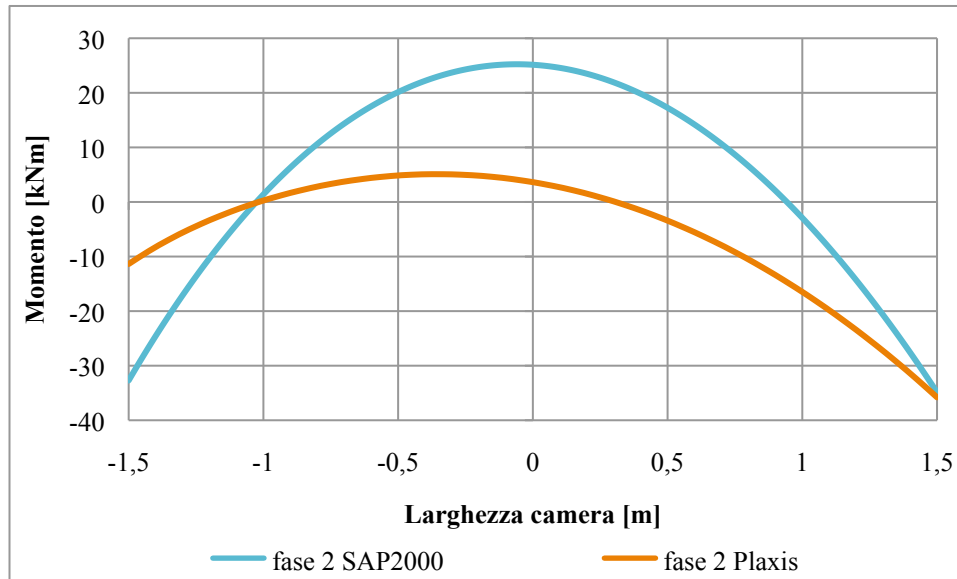


Grafico 5-11. Andamento momenti lato 4

Come si può notare dai grafici i risultati cambiano notevolmente tra i due programmi. Questo, come sarà mostrato in seguito è dovuto ancora una volta, alla necessità di approssimare le spinte del terreno utilizzando un programma in cui il terreno non è rappresentato da un continuo.

Nel Grafico 9-10 si riporta la spinta del terreno calcolata in SAP2000. La presenza dell'autocarro provoca uno spostamento verso destra generando una compressione del terreno. La spinta totale, su quel lato della camera, sarà quindi data dal carico del terreno (con coefficiente di spinta K_0) stesso sommata alle reazioni delle molle.

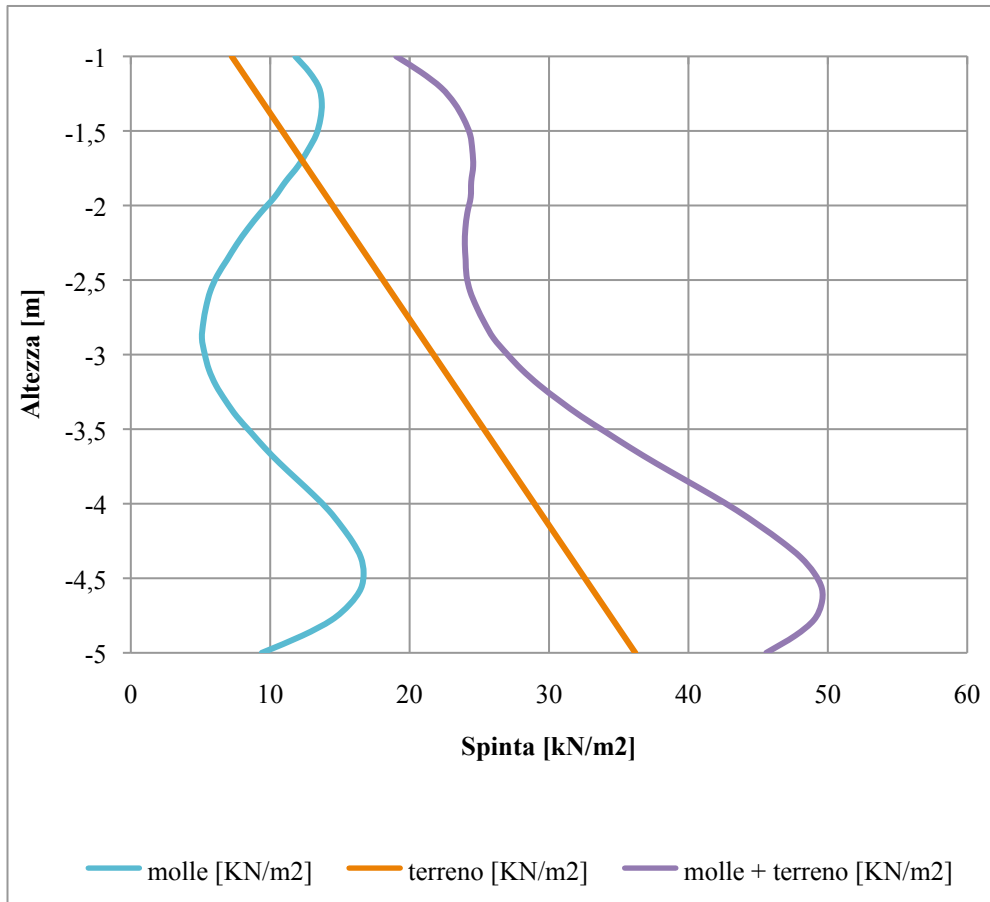


Grafico 5-12. Calcolo dell'andamento delle spinte lato 2 in SAP2000

Sovrapponendo i risultati ottenuti con i programmi utilizzati, relativi alle spinte sul lato 2 della struttura, si può notare come l'andamento sia simile per i primi 3 metri di profondità, mentre si discosti notevolmente tra i due modelli alla base della camera.

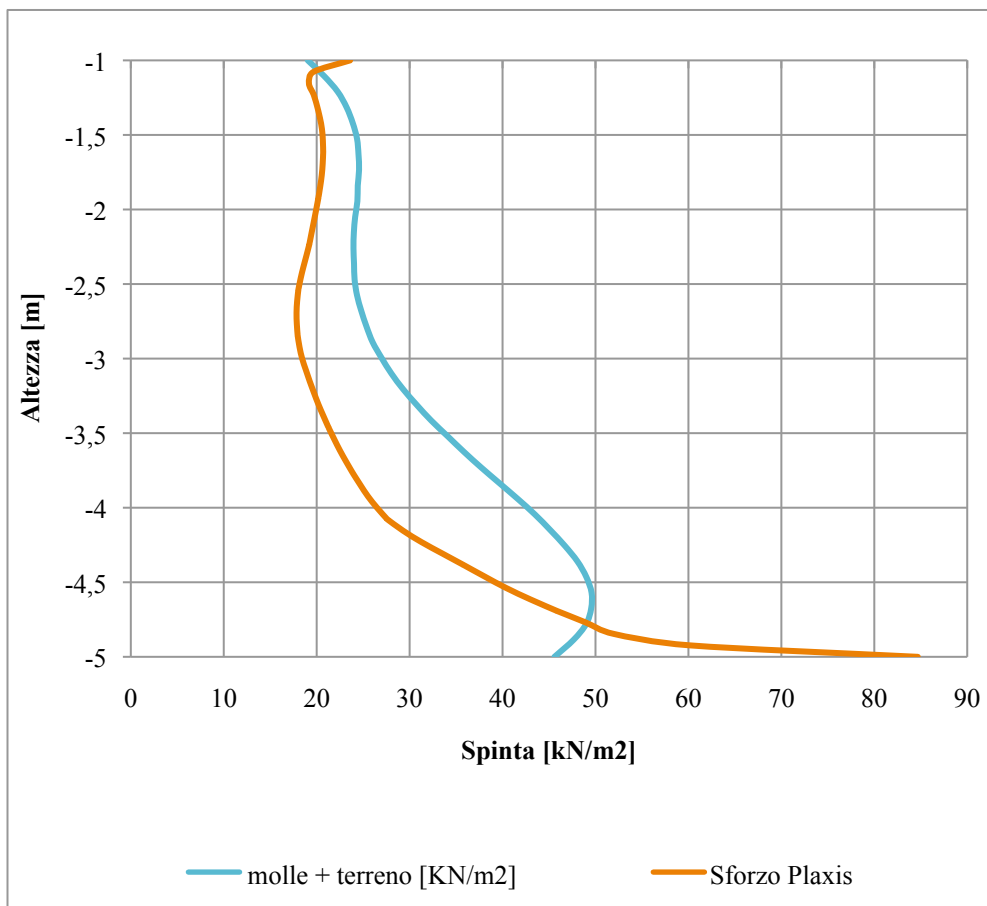


Grafico 5-13. Confronto spinte Plaxis2D e SAP2000

In conclusione si può notare come l'andamento delle curve sia simile tranne che agli estremi dove si notano, infatti, due discontinuità causate da punti angolosi. Tali punti sono motivabili se si pensa che in Plaxis2D il terreno è considerabile come un continuo mentre in SAP2000 come un letto di molle separate. Tale approssimazione in SAP2000 non permette di analizzare correttamente il cambio di rigidzze che si ha nel passaggio da terreno-struttura a solo terreno.

5.3 Storia di carico

Vista la possibilità di Plaxis2D di suddividere la costruzione in fasi, e quindi di approssimare in maniera più esatta la storia di carico del terreno; si prova a studiare se questo procedimento possa provocare differenze nei risultati nel nostro caso. In una

prima analisi è stato simulato uno scavo a 45°, in una seconda si è agito sostenendo il terreno tramite puntoni all'interno dello scavo.

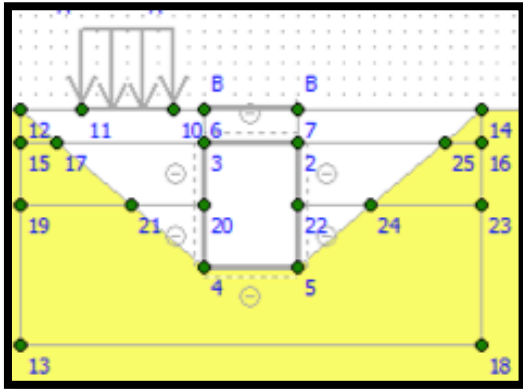


Figura 5-14. Scavo

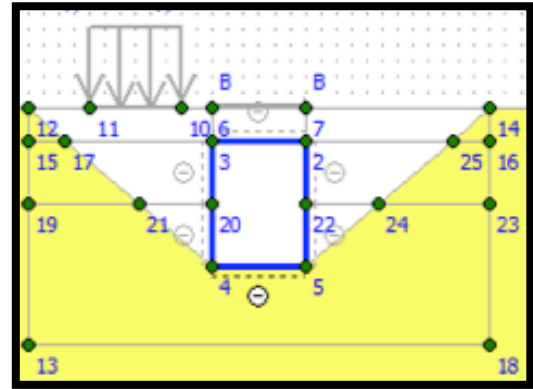


Figura 5-13. Posa della camera

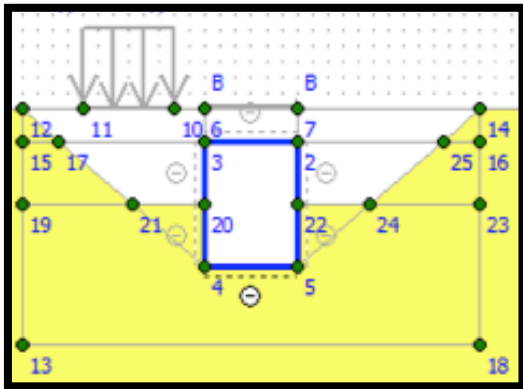


Figura 5-14. 1° step di riempimento

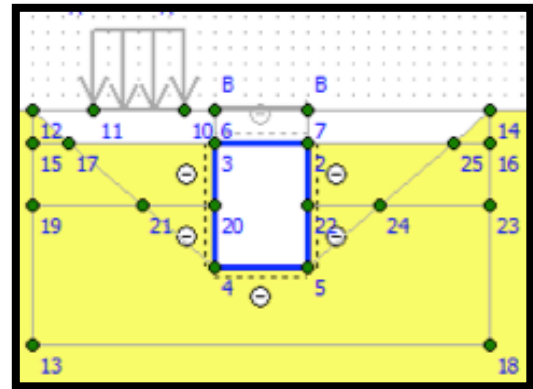


Figura 5-15. 2° step di riempimento

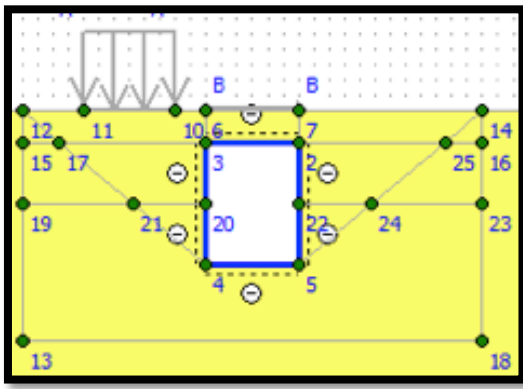


Figura 5-16. 3° step di riempimento

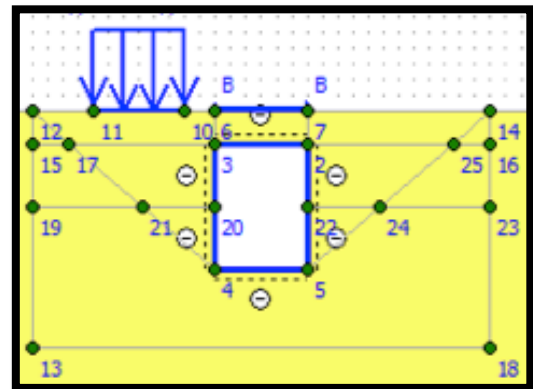


Figura 5-17. Inserimento carichi

Nei grafici seguenti si può notare come non ci siano notevoli differenze tra le varie tipologie di costruzione. Ciò è causato dalle piccole dimensioni della struttura le quali richiedono un piccolo spostamento di terra. Suddividendo il rinterro in tre fasi, infatti,

non si ha un carico dato dal terreno sufficiente da generare differenze nella storia di carico. E' quindi irrilevante caricare con tre fasi o riempire lo scavo in una sola fase poiché la differenza tra le spinte sulla camera risulta praticamente ininfluenza.

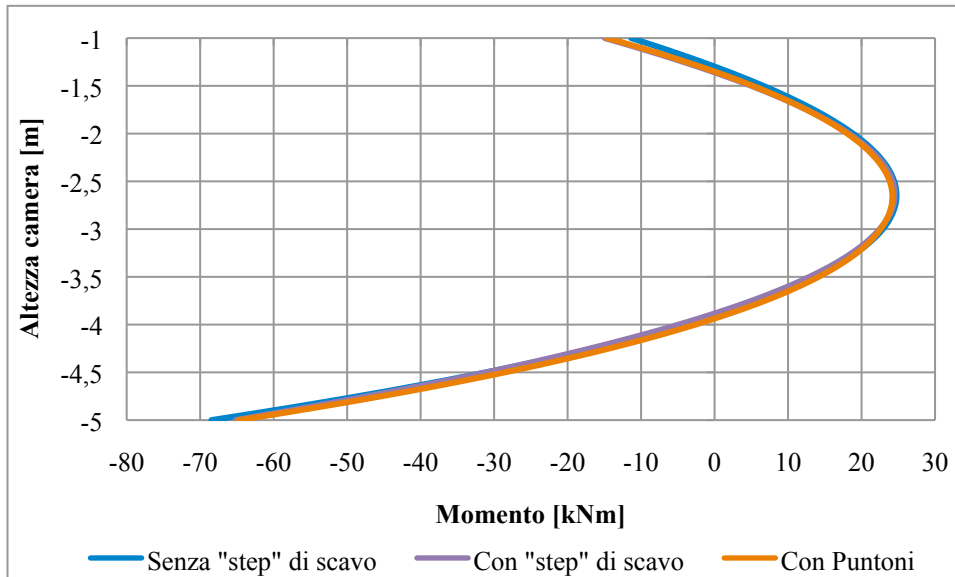


Figura 5-15. Andamento momenti lato 1

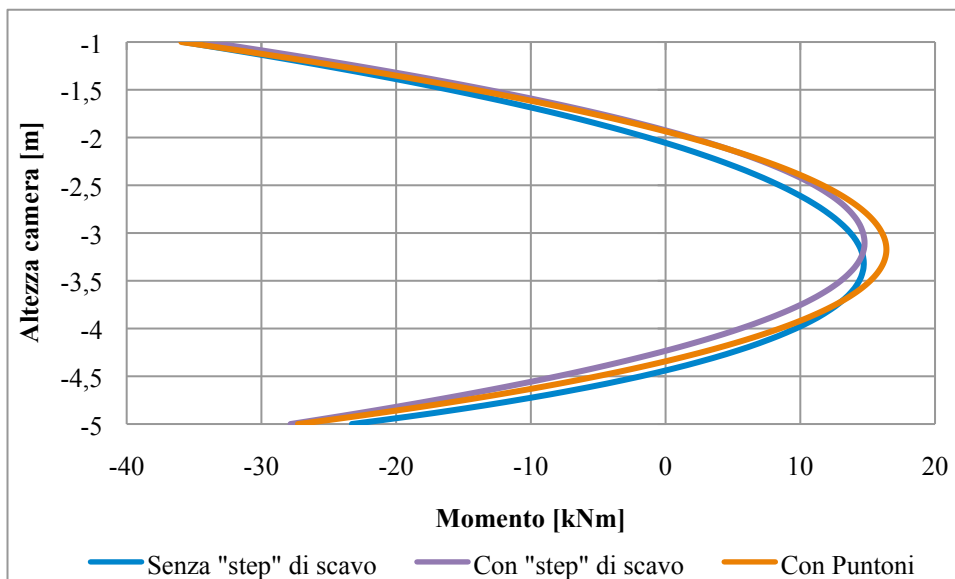


Figura 5-16. Andamento momenti lato 2

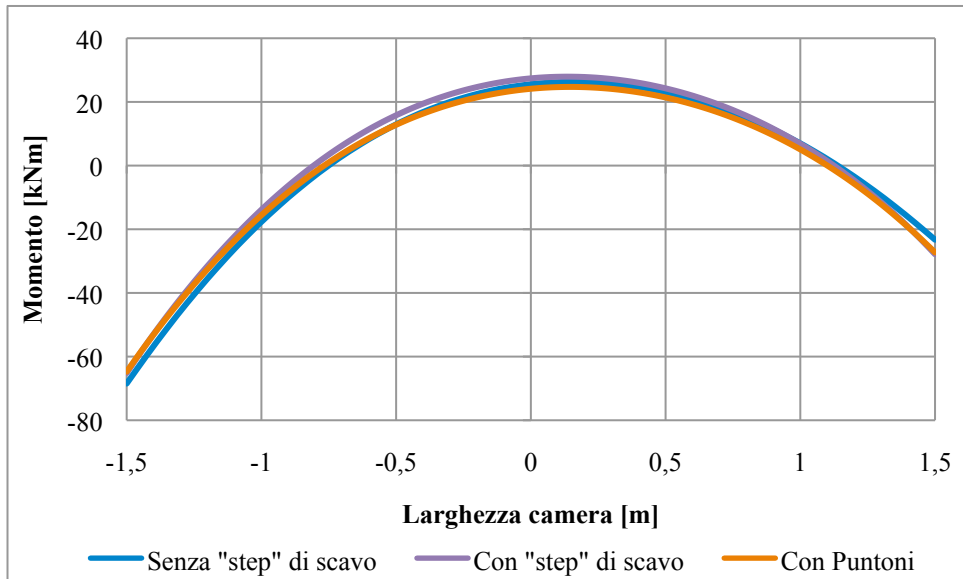


Figura 5-17. Andamento momenti lato 3

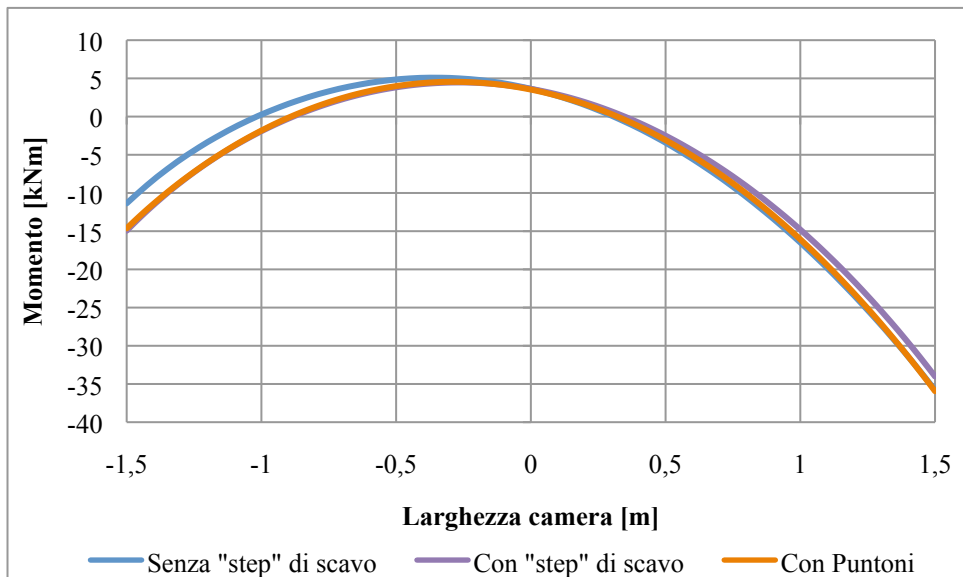


Figura 5-18. Andamento momenti lato 4

Per notare delle differenze più rilevanti abbiamo considerato un caso di dimensioni maggiori (9x9 m), soggetto agli stessi carichi esterni (autocarro e marciapiede), in cui le maggiori dimensioni della camera, il maggior numero di step e quindi una diversa storia di carico, genera maggiori differenze nelle spinte finali.

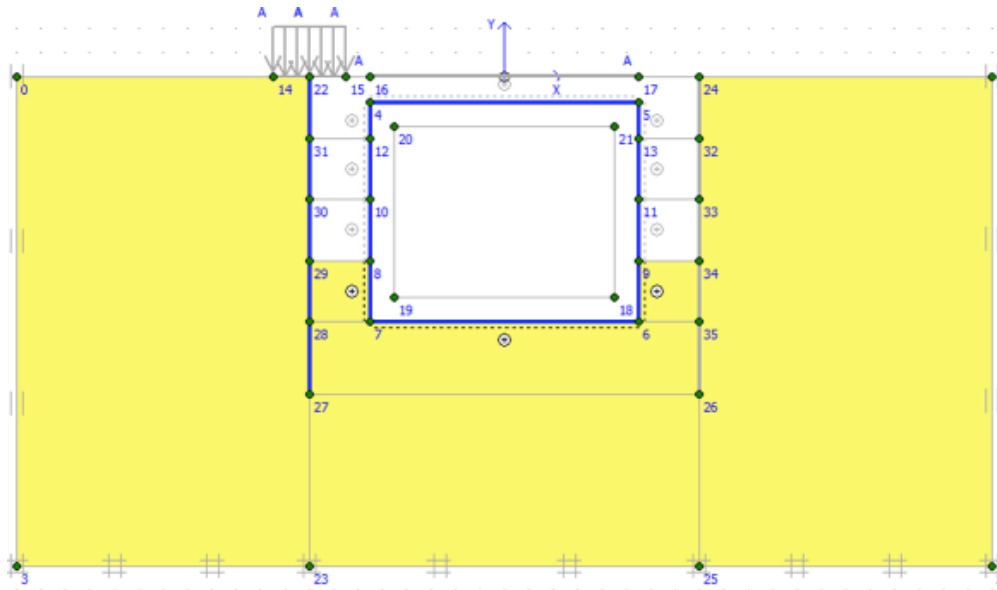


Figura 5-19. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis2D per camera 9x9 m

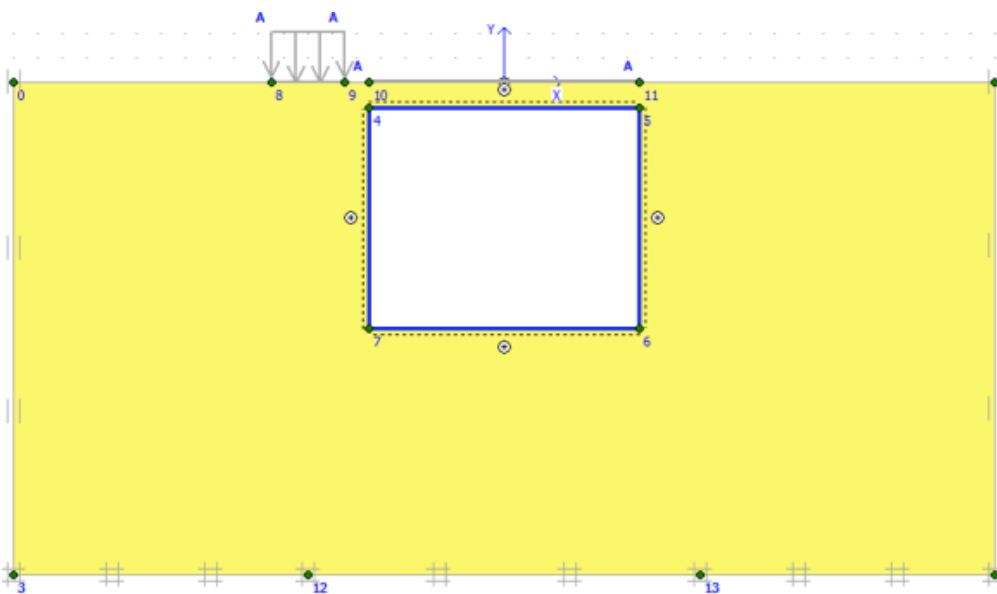


Figura 5-20. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis2D per camera 9x9 m

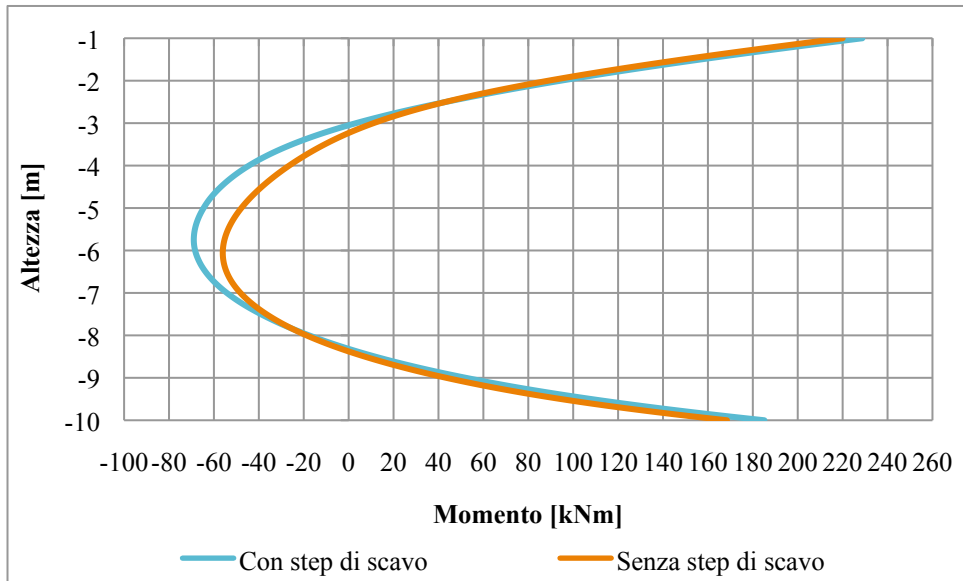


Figura 5-21. Andamento dei momenti lato 1

6 Plaxis 3D foundation

Come ultima analisi è stata lanciata un'analisi 3D in quanto più simile alla realtà. Infatti la camera può essere schematizzata come una struttura scatolare, il camion può essere schematizzato con impronte di carico e non come un carico distribuito infinito come schematizzato in SAP2000 o Plaxis2D.

6.1 Geometria e caratteristiche dei materiali

Nel programma di Input è innanzitutto necessario definire la geometria del problema. Questa sezione è stata poi correttamente vincolata.

Definita la geometria del piano di lavoro è necessario definire la stratigrafia dei materiali che andranno a comporre la sezione. Con la funzione “*Boreholes*” si definisce una sorta di carotaggio in cui è possibile definire lo spessore degli strati, la quota della falda (che viene fissata a quota -20m dal piano campagna).

Sarà necessario poi definire le caratteristiche del materiale. Con la funzione “*Materials*” si apre una finestra di dialogo in cui è possibile impostare le proprietà del terreno.

E' inoltre possibile impostare il modello costitutivo del terreno, per queste analisi è stato utilizzato Hardening-Soil, e setare i parametri analoghi a quelli utilizzati in Plaxis2D.

Successivamente vengono impostati i “*Workplanes*” con le varie quote dal piano campagna necessarie per impostare la geometria dei vari elementi, per quanto riguarda la loro profondità.

Con l'opzione “*Walls*” si imposta la geometria delle paratie e delle pareti stesse della camera, che viene pertanto tracciata ad una precisa distanza dall'origine del sistema di riferimento per tutta la profondità della sezione, con la funzione “*Floors*” si possono impostare le solette che vengono inserite nei rispettivi workplanes, quindi a quota -1,00m dal piano campagna per la soletta superiore e a -5 per quella inferiore. Queste quote tengono conto del fatto che in sede di definizione del materiale verrà impostato uno spessore dello stesso, con la funzione floors infatti viene semplicemente impostato un piano.

Viene anche definita una zona geometrica in cui saranno applicati i carichi verticali, che vengono in questa fase impostati con l'opzione "Loads". Il carico dato dal marciapiede è stato modellato come un carico distribuito su un'area di 5x20 metri, mentre quello dato dall'autocarro attraverso 4 impronte di carico di 1mq ognuna. A questo punto sono stati definiti tutti i materiali a livello di geometria e di caratteristiche, prima di passare a definire le fasi di calcolo è necessario però generare una mesh 2D e 3D. E' possibile definire la dimensione delle maglie (cluster) sia globalmente che localmente. Un infittimento eccessivo della maglia può portare ad una pesantezza del tempo di calcolo, è necessario quindi trovare una giusta mesh che renda abbastanza agili i calcoli ma che non dia una soluzione troppo semplificata.

Per questa analisi è stata generata una mesh 3D come riportato in figura 6-1:

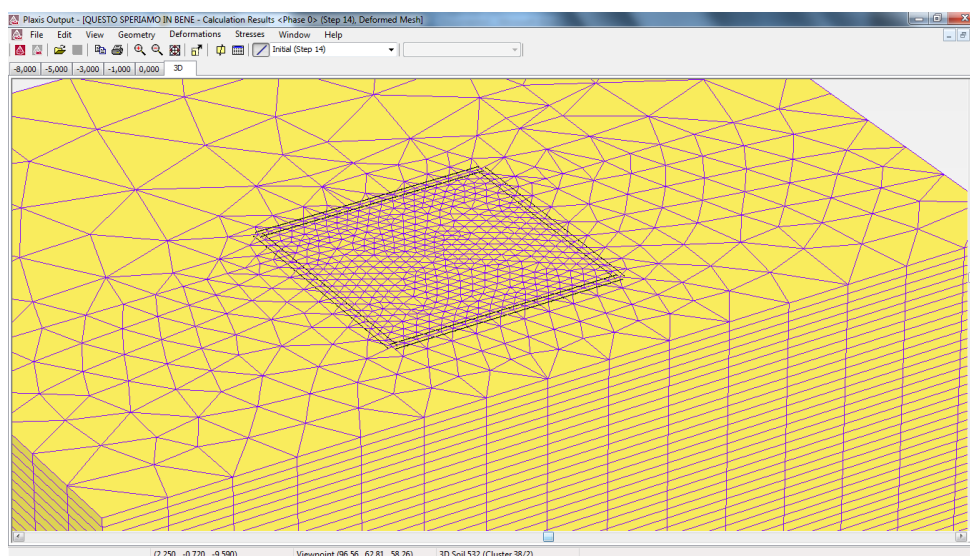


Figura 6-1. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D

6.2 Fasi di calcolo

A questo punto è stato ultimato il modello ed è possibile passare nella fase "Calculation" sempre dal programma di Input, in cui si possono settare le fasi di calcolo. La prima fase viene generata di default ed è applicata al terreno a riposo prima della costruzione, è sufficiente impostarla su K_0 procedure. Questo permette di considerare la storia del terreno e di definire lo stato tensionale iniziale. Solitamente gli

sforzi iniziali sono dati da uno sforzo verticale iniziale $\sigma_{v,0}$ e da uno sforzo orizzontale collegato a quello verticale tramite il coefficiente di spinta laterale del terreno K_0 .

Il K_0 se non esplicitato, viene calcolato di default dal programma con la formula empirica di Jaky, che mette in relazione K_0 con il valore dell'angolo d'attrito del terreno:

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

si suppone così che il terreno nella sua storia non abbia mai subito carichi che abbiano alterato il suo stato geostatico. Vengono successivamente impostate le fasi di calcolo. Nelle analisi 3D sono state impostate 7 fasi di calcolo, costituite da: scavo, inserimento delle paratie, posa della camera, riempimento dello scavo, inserimento dei carichi ed estrazione delle paratie.

Vengono riportate come esempio la prima fase, una fase intermedia e la fase finale.

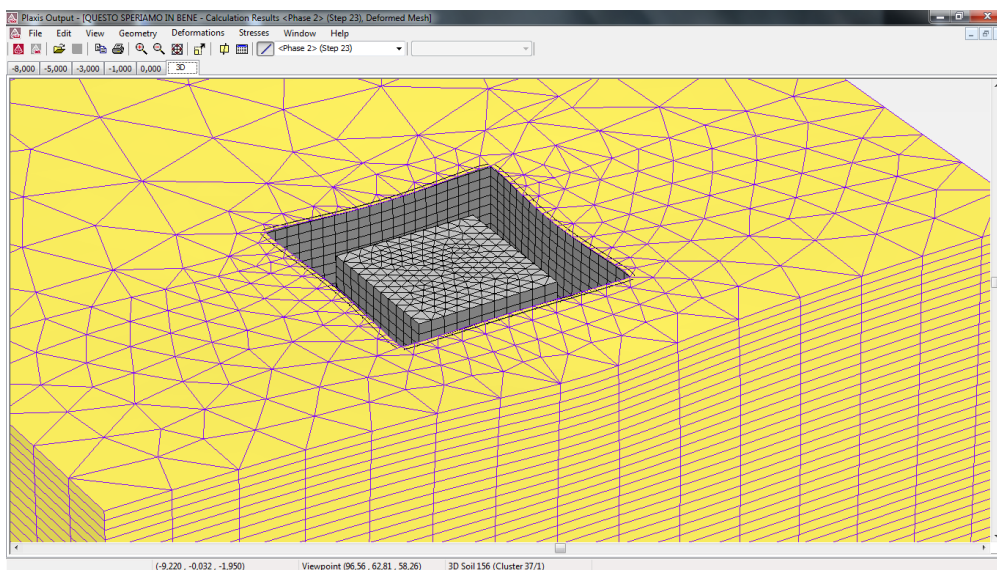


Figura 6-2. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D

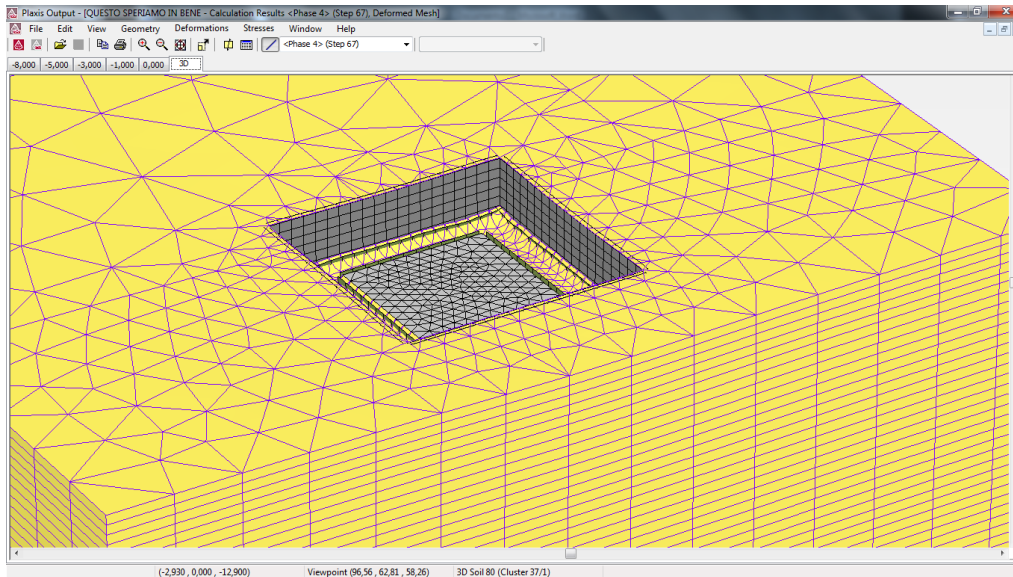


Figura 6-3. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D

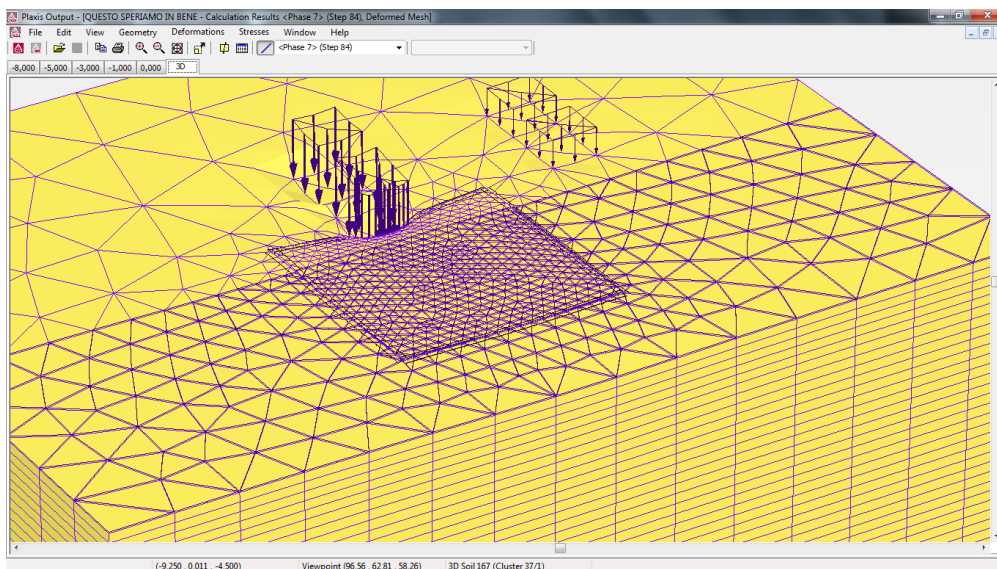


Figura 6-4. Schermata di una fase di costruzione in Plaxis3D

Nelle varie fasi, una volta impostate, è possibile tornare nell'area di lavoro ed andare a selezionare i vari elementi che si vogliono attivare (come le paratie alle varie quote) o togliere (come il terreno nelle fasi di scavo). Ultimate le fasi, si passa al calcolo effettivo i cui risultati si andranno a leggere nell'Output.

6.3 Output

Nell'output di un programma di calcolo è possibile leggere i risultati dell'analisi in termini di spostamenti, deformazioni, forze/momenti, sforzi, ecc. Nel caso in esame si sono considerati i momenti nella parete sinistra della camera. Viene di seguito riportato l'andamento tridimensionale dei momenti sulla parete sinistra della camera. Da tale grafico è stato inoltre estratto l'andamento dei momenti relativi alla fibra in mezzeria della parete poiché concettualmente analoga al caso 2D.

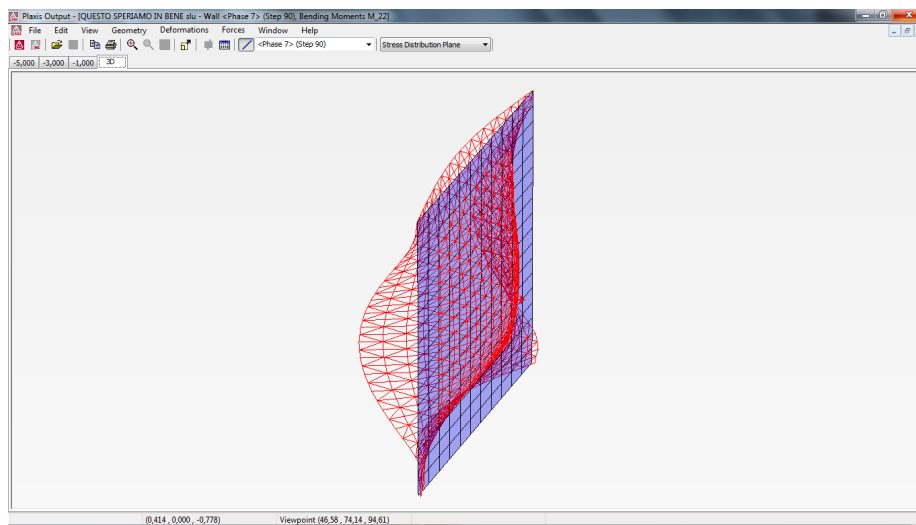


Figura 6-5. Andamento dei momenti in Plaxis 3D lato1

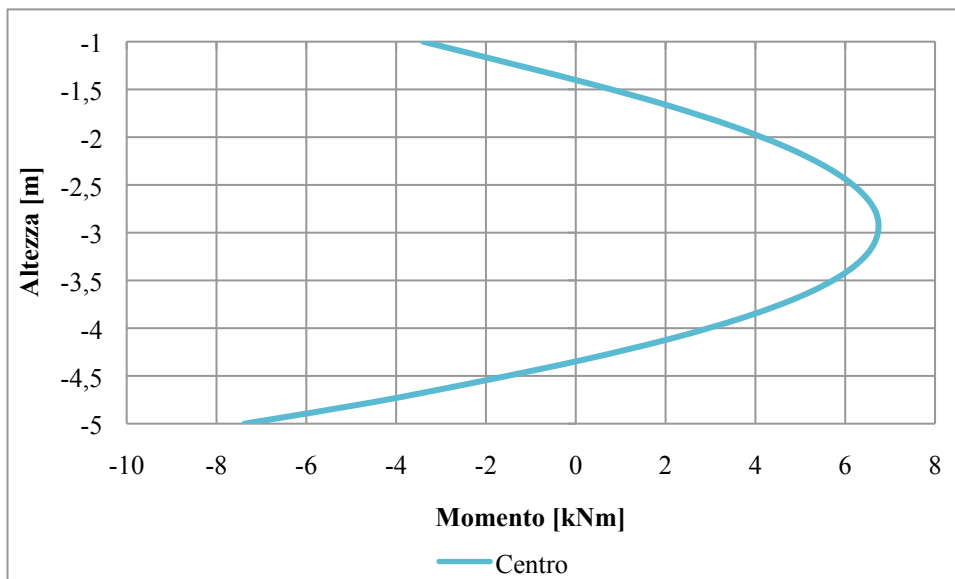


Figura 6-6. Andamento del momento sulla fibra centrale lato1

Nel grafico seguente si può notare come la differenza di momento sollecitante tra il caso 2D e 3D sia evidente. Ciò è dato dalla modellizzazione più accurata della struttura la quale, considerando una struttura scatolare e quindi l'interazione tra le pareti, permette di ottenere una struttura più rigida nel complesso.

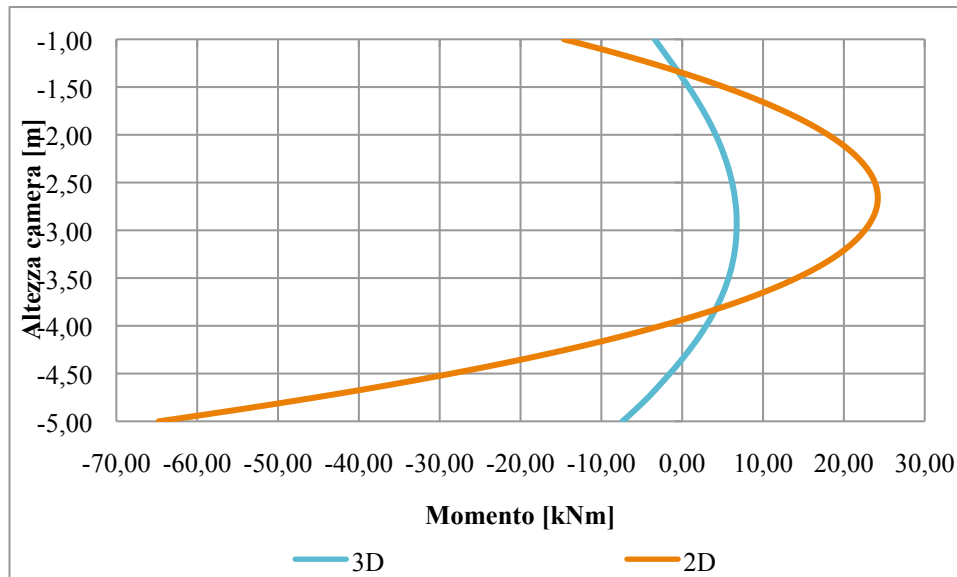


Figura 6-7. Confronto dei Momenti tra caso 2D e 3D

7 VERIFICHE

Si vuole ora mostrare la differenza di armature necessarie per la camera interrata se l'analisi viene svolta con un modello bidimensionale o tridimensionale.

Facendo riferimento all'*Eurocodice 2* e basandosi sugli stati limite ultimi, si è calcolato il dominio d'interazione M-N per verificare che le sollecitazioni sulle pareti della stanza siano al suo interno.

7.1 Calcolo dei momenti agli SLU

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi, è stata definita la “combinazione fondamentale” di carico dalla NTC2008.

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Q_{K1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{K2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{K3} + \dots$$

dove γ_{G1} , γ_{G2} sono coefficienti parziali di sicurezza, mentre ψ_{02} e ψ_{03} rappresentano i coefficienti di combinazione.

Sono stati quindi moltiplicati i carichi applicati, il peso del terreno e il peso proprio della camera per i rispettivi coefficienti ottenendo così i momenti sollecitanti allo stato limite ultimo. Ottenendo una distribuzione dei momenti come riportato in Figura 7-1.

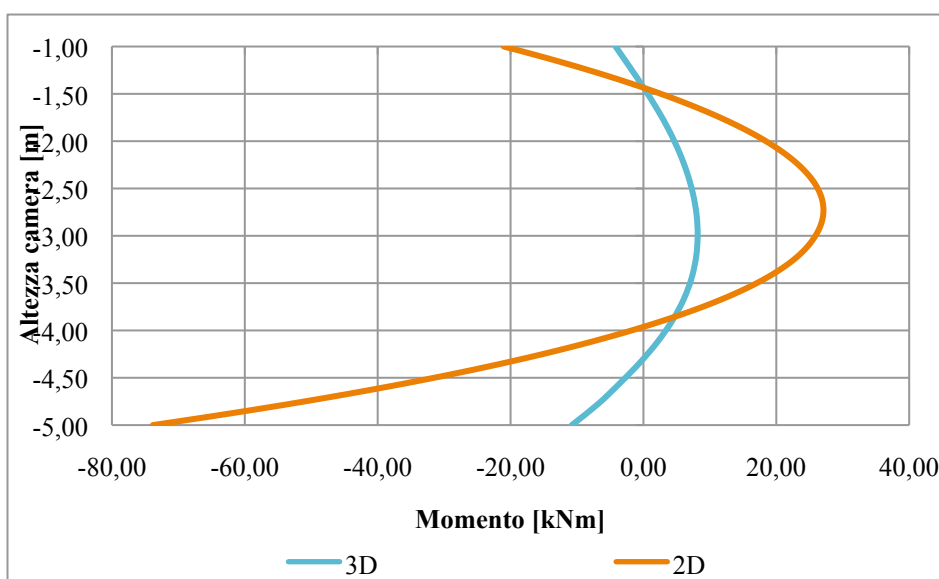


Figura 7-1. Andamento dei momenti amplificati con coefficienti SLU

7.2 Diagramma d'interazione per verifiche agli SLU

Si vuole ora mostrare la differenza di armature necessarie per la camera interrata se l'analisi viene svolta con un modello bidimensionale e successivamente tridimensionale.

Facendo riferimento all'*Eurocodice 2* e basandosi sugli stati limite ultimi, si è calcolato il dominio di interazione M-N e si vuole verificare che le sollecitazioni sulle pareti della stanza siano al suo interno.

Vengono esplicitati in seguito i passi per il calcolo del dominio di interazione M-N del modello in esame.

Dati:

f_{yk} [Mpa]	450,00	Resistenza caratteristica dell'acciaio FeB44k
f_{ck} [Mpa]	35,00	Resistenza caratteristica del calcestruzzo C35/45
γ_s [-]	1,15	Coefficiente di sicurezza per l'acciaio
γ_c [-]	1,50	Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo
f_{yd} [Mpa]	391,30	Resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} [Mpa]	23,33	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f_{ct} [Mpa]	3,21	Resistenza a trazione del calcestruzzo
E_s [Mpa]	200000	Modulo di Young dell'acciaio
E_c [Mpa]	30472	Modulo di Young del calcestruzzo
ϵ_c [‰]	3,5	Deformazione a rottura del calcestruzzo
ϵ_{ys} [‰]	1,96	Deformazione di plasticizzazione dell'acciaio
ϵ_{yc} [‰]	2	Deformazione di plasticizzazione del calcestruzzo
ϵ_{yd} [‰]	45	Deformazione a rottura dell'acciaio
γ_b [kN/m ³]	25	Peso proprio del calcestruzzo
	XC1	Classe del calcestruzzo
	S4	Classe strutturale
I_{sez} [cm ⁴]	66667	Inerzia della sezione
A_{sez} [cm ⁴]	2000	Area della sezione

L'Eurocodice prevede 6 classi strutturali, la S4 è quella di riferimento e corrisponde ad una vita utile di progetto della struttura di 50 anni.

Nel caso di calcestruzzi con armatura lenta o ordinaria i valori di $c_{min,dur}$ in funzione delle più comuni classi di esposizione e classi strutturali sono le seguenti:

classe strutturale S3	classe strutturale S4	classe strutturale S5
▪ X0 - 10 mm	▪ X0 - 10 mm	▪ X0 - 15 mm
▪ XC1 - 10 mm	▪ XC1 - 15 mm	▪ XC1 - 20 mm
▪ XC2/XC3 - 20 mm	▪ XC2/XC3 - 25 mm	▪ XC2/XC3 - 30 mm
▪ XC4 - 25 mm	▪ XC4 - 30 mm	▪ XC4 - 35 mm
▪ XD1/XS1 - 30 mm	▪ XD1/XS1 - 35 mm	▪ XD1/XS1 - 40 mm
▪ XD2/XS2 - 35 mm	▪ XD2/XS2 - 40 mm	▪ XD2/XS2 - 45 mm
▪ XD3/XS3 - 40 mm	▪ XD3/XS3 - 45 mm	▪ XD3/XS3 - 50 mm

Il modello verrà dimensionato in base a questi vincoli.

Camera interrata con pareti di spessori 20 cm e forze sollecitanti calcolate attraverso il modello bidimensionale con l'uso dei puntoni

La camera viene interamente dimensionata rispetto al momento sollecitante massimo. Si è deciso di adottare questa soluzione, e non quella di armare differenzialmente ogni lato della camera in base al proprio momento sollecitante massimo, poiché le stanze, essendo standardizzate e simmetriche, devono poter resistere al carico massimo, dato dall'autocarro, in ogni direzione.

$$M_s = 73,83 \text{ KNm}; N_s = 97 \text{ KN}$$

Viene considerata un'altezza utile $d = 16 \text{ cm}$, $c = h - d = 4 \text{ cm}$, due letti di armature gemelli costituiti da $8\phi 10$.

7.2.1.1 -Trazione semplice

Nel primo caso si considerano entrambe le armature a snervamento.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	-45,00	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	-45,00	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	$-\infty$	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	-45,00	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	-391,30	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys} : \sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	-391,30	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys} : \sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{1lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	0	Si $0 \leq x \leq d : F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	-492	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	-492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	-983	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	0	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right)$	Momento flettente resistente

7.2.1.2 -Primo punto di compressione del calcestruzzo

Ora si considera l'armatura inferiore a snervamento e una deformazione del 5‰ dell'armatura superiore ottenendo il primo punto di compressione del calcestruzzo.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	-45,00	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	0,00	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	0	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	-11,25	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	-391,3	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	-391,3	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{1lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	0	Si $0 \leq x \leq d$: $F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	-492	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	-492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	-983	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	0	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right)$	Momento flettente resistente

Si ottiene così il primo punto di calcestruzzo compresso dove i valori di N e M non cambiano ancora. Accade ciò per il fatto che le armature si plasticizzano e il calcestruzzo non è sollecitato.

7.2.1.3 -Armatura inferiore tesa e calcestruzzo al limite di compressione

Ora si arriva alla situazione in cui l'armatura inferiore è al limite di snervamento e il calcestruzzo è al limite di rottura per compressione.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	-45,00	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	3,50	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	0,012	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	-8,63	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	-391,3	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	-391,3	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{1lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	216	Si $0 \leq x \leq d$: $F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	-492	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	-492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	-768	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	21	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right)$	Momento flettente resistente

7.2.1.4 -Armatura inferiore al limite elastico

Ora, mantenendo il calcestruzzo al limite di rottura a compressione, si porta l'armatura inferiore al limite elastico.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	-1,96	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	3,50	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	0,103	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	2,14	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	-391,3	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	391,3	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{1lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	1916	Si $0 \leq x \leq d$: $F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	-492	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	1916	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	172	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right)$	Momento flettente resistente

7.2.1.5 -Sforzo nullo nell'armatura inferiore

Mantenendo il calcestruzzo al limite di rottura a compressione, si annulla lo sforzo di trazione nell'armatura inferiore.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	0,00	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	3,50	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	0,16	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	2,63	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	0,00	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	391,3	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	2987	Si $0 \leq x \leq d$: $F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	0,00	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	3478	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	137	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right)$	Momento flettente resistente

7.2.1.6 -Compressione semplice

Si può concludere infine il dominio di interazione studiando il caso in cui tutta la sezione è comperssa.

$\varepsilon_{s,inf}$ [‰]	2,00	-	Deformazione dell'armatura inferiore
ε_c [‰]	2,00	-	Deformazione della fibra superiore del calcestruzzo
x [m]	$+\infty$	$x = \frac{\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d$	Distanza tra la fibra superiore e l'asse neutro
$\varepsilon_{s,sup}$ [‰]	2,00	$\varepsilon_{s,sup} = \frac{\varepsilon_{ce}}{x} \cdot (x - c)$	Deformazione dell'armatura superiore
$\sigma_{s,inf}$ [KN/mm ²]	391,3	Si $ \varepsilon_{s,inf} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,inf} = E_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf}$ Sinon : $\sigma_{s,inf} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura inferiore
$\sigma_{s,sup}$ [KN/mm ²]	391,3	Si $ \varepsilon_{s,sup} \leq \varepsilon_{ys}$: $\sigma_{s,sup} = E_{s,sup} \cdot \varepsilon_{s,sup}$ Sinon : $\sigma_{s,sup} = \pm f_{yk}$	Sforzo nell'armatura superiore

Dati delle armature:

	8φ10 + 8φ10		
A_s [cm ²]	12,57	$A_s = 3 \cdot (A_{1lit} + A_{2lit})$	Area acciaio per lato
F_c [KN]	4667	Si $0 \leq x \leq d$: $F_c = 0,8 f_{cd} \cdot x \cdot b$	Forza nel calcestruzzo
$F_{s,inf}$ [KN]	492	$F_{s,inf} = A_s \cdot \sigma_{s,inf}$	Forza armatura inferiore
$F_{s,sup}$ [KN]	492	$F_{s,sup} = A_s \cdot \sigma_{s,sup}$	Forza armatura superiore
N [KN]	5650	$N = F_{s,sup} + F_{s,inf} + F_c$	Forza normale resistente
M [KNm]	0,00	$M = F_{s,sup} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + F_{s,inf} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right)$	Momento flettente resistente

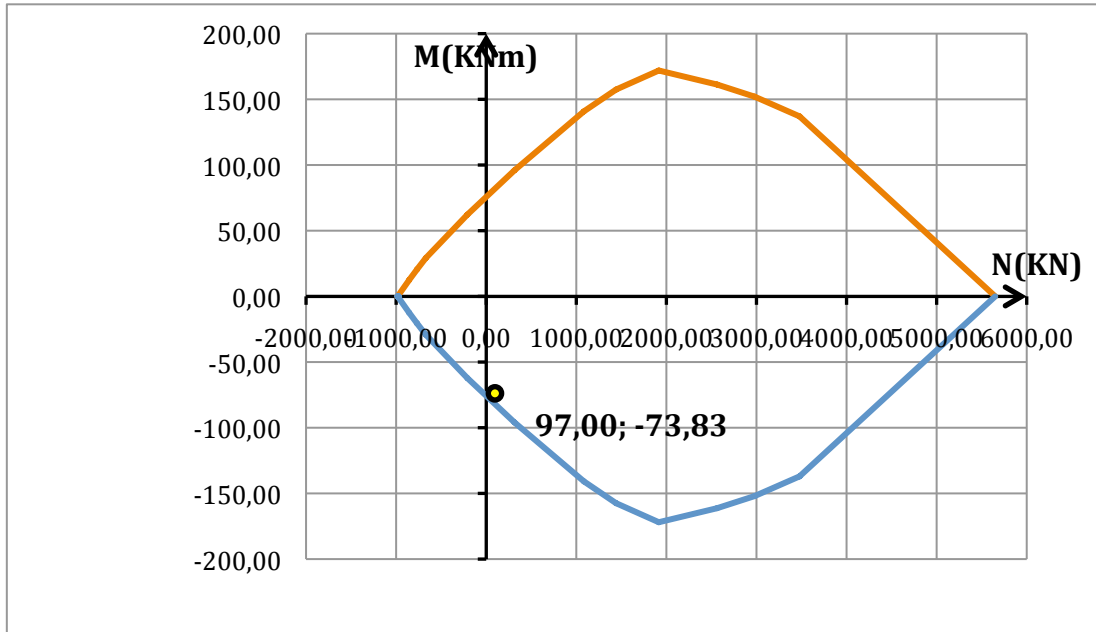


Figura 7-2. Diagramma di interazione M-N basato su un modello bidimensionale

**Camera interrata con pareti di spessori 20 cm e forze sollecitanti calcolate
attraverso il modello tridimensionale**

$M_s = 15,91 \text{ KNm}$; $N_s = 40,68 \text{ KN}$

Viene considerata un'altezza utile 16 cm, due letti di armatura minima gemelli costituiti da 4 ϕ 8.

Attraverso gli stessi passaggi del caso in precedenza si ottiene il dominio di interazione M-N.

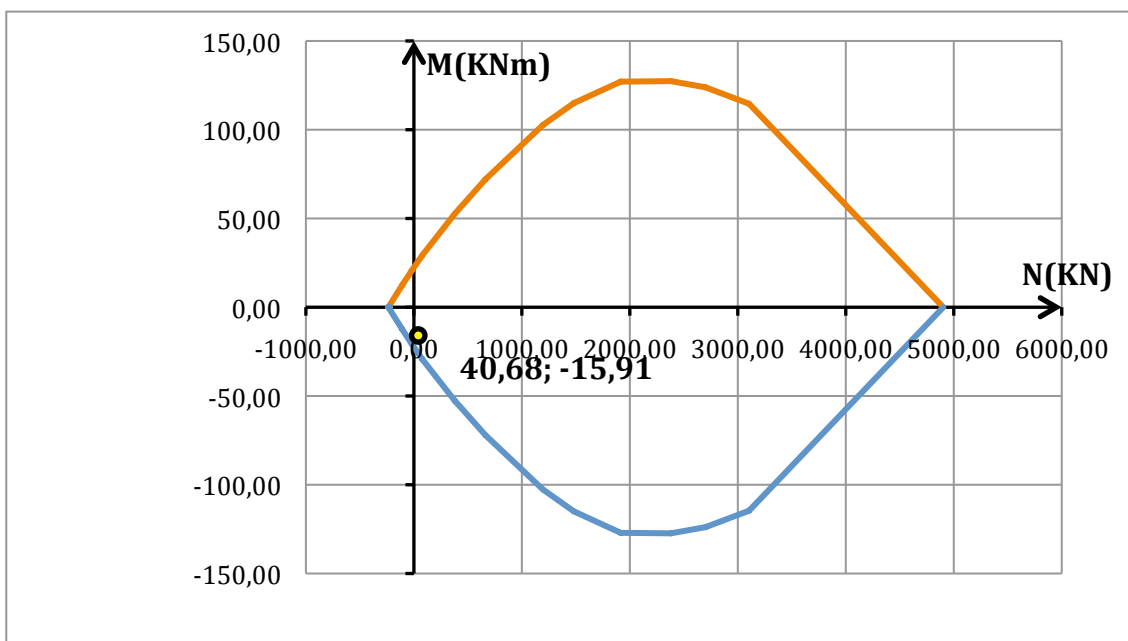


Figura 7-3. Diagramma di interazione M-N basato su un modello tridimensionale

8 CONCLUSIONI

Lungo tutto il percorso del nostro lavoro, la parte più onerosa è stata quella di cercare di ottenere una giusta approssimazione per rappresentare il terreno e la diffusione dei carichi in SAP2000. Nonostante ciò, si è giunti a dei risultati notevolmente diversi da quelli di Plaxis2D. Ciò è dato dal fatto che, SAP2000, non è un programma che può rispettare correttamente il comportamento del terreno non considerandolo come un continuo; quindi per quanto accurato possa essere l'inserimento dei dati, difficilmente si otterrà una soluzione esatta.

E' risultato complesso, soprattutto, ottenere una soluzione accurata per il coefficiente di spinta da inserire nel terreno; mentre con Plaxis2D questo procedimento è calcolato automaticamente tramite un processo iterativo grazie alla possibilità di rappresentare l'interazione suolo-struttura. Inoltre con Plaxis2D è immediata la costruzione del modello e anche con un'accurata costruzione di esso, la durata dell'analisi è praticamente istantanea come in SAP. Infine Plaxis ha la possibilità di rappresentare il processo di costruzione il quale, nel nostro caso, è risultato ininfluenza ma abbiamo verificato che anche solo per un caso leggermente più grande questo procedimento presenta delle differenze.

Per ultimo abbiamo svolto un'analisi 3D la quale risulta essere l'approccio metodologico migliore per il nostro caso. Infatti è possibile rappresentare la struttura come uno scatolare e quindi la sua reale distribuzione di sforzi e una rappresentazione dei carichi per aree di influenza. Si può anche sottolineare che l'inserimento dei parametri del problema è rapida come per il 2D. Tutto ciò porta ad un visibile abbattimento dei momenti sollecitanti all'interno della camera. Questo permette una riduzione dell'area di acciaio utilizzato in ogni lato del 70% ($12,06 \text{ cm}^2$ $24\phi 8$, $37,07 \text{ cm}^2$ $48\phi 10$) la quale, in un caso di dimensioni maggiori o di produzione in serie (come il nostro caso) può apportare un notevole risparmio economico. Questo risultato rende secondario il fatto che con Plaxis3D il tempo richiesto dal programma per eseguire l'analisi è notevole (6h).

9 Bibliografia

Bowles J. E. (1991) *Fondazioni – Progetto e analisi*, McGraw-Hill

Brinkgreve R.B.J., Broere W., Waterman D. (2007) “*Materials Model Manual*” Plaxis 2D V8

Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M. (2008) “*Reference Manual*” Plaxis 3D Foundation

Computers and Structures Inc. (2009) “*Analysis Reference Manual for SAP2000*”

Facciorusso J., Madaia C., Vannucchi G. (Rev. Settembre 2006) “*Dispense di Geotecnica*”, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, (Firenze)

Ferrari P. Giannini F. (2007) “*Ingegneria Stradale, Volume II, Corpo stradale e pavimentazioni*” ISEDI

GROUPE CPCU (2009) “*Le traitement des condensats du réseau vapeur de la CPCU*”, (Paris)

GROUPE CPCU (2010a) “*Rapport Financier Semestriel*”, (Paris)

GROUPE CPCU (2010b) “*Rapport Annuel*” *l CPCU 2009*, (Paris)

Lancellotta R. (1999) *Geotecnica*, Zanichelli

Nova R. (2002) “*Fondamenti di meccanica delle terre*”, (Milano), McGraw-Hill

Nova R. (2008) “*Meccanica delle costruzioni geotecniche*”, (Milano), CittàStudi