AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:
Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE

TRAVI SOTTOROTAIE PER RMG, REEFER RACKS E TORRI FARO

RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-021-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	G. Marcolini	A. Marani	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-021-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

STRUTTURE
TRAVI SOTTOROTAIE PER RMG, REEFER RACKS E TORRI FARO
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 9
2. DESCRIZIONE DELLE GRU E DEI REEFER RACKS 11
2.1. Gru RMG 11
2.2. Reefer racks 15
2.3. Torri faro 16
2.4. Locali tecnici RMG 16
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 18
4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA 19
4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno 20
4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo 21
4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio 24
4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 25
4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni 26
5. MATERIALI 27
5.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 27
5.2. Calcestruzzo 29
5.3. Acciaio per calcestruzzo armato 29
6. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 30
7. ANALISI CARICHI 33
7.1. Vita utile di progetto 33
7.2. Carichi permanenti (G_1) 33
7.2.1. Carichi permanenti reefer racks (G_1) 33
7.3. Carichi variabili (Q1) 33
7.3.1. Carichi gru RMG (Q_{crane}) 34
7.3.2. Carichi reefer racks (Q_r) 34
7.3.3. Carichi locali tecnici RMG (Q_l) 35
7.4. Azione termica (Q_2) 35
7.5. Vento (Q_3) 36
7.6. Azione sismica (E) 37
8. FATTORI DI CARICO 45
8.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2 45
8.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2 46
8.3. Stato limite ultimo: EQU 47
8.4. Stati limite di esercizio 48

9. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI FONDAZIONE 49
9.1. Trave fondazione rotaia 50
9.1.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi 52
9.1.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 65
9.1.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 83
9.2. Fondazioni reefer racks 93
9.2.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi 94
9.2.2. Risultati dell'analisi 100
9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 103
9.2.4. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 107
9.2.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 113
9.2.6. Verifica a ribaltamento EQU 115
9.3. Fondazione torre faro 116
9.3.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi 117
9.3.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 121
9.3.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 126
9.3.4. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 127
9.3.5. Verifica a ribaltamento EQU 128
9.4. Locali tecnici RMG 128
9.4.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi 129
9.4.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 130
9.4.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 138
10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO 140
10.1. Trave rotaia di fondazione 140
10.1.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 140
10.1.2. Valutazione dei cedimenti e delle deformazioni 145
10.2. Fondazioni reefer racks 147
10.2.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 147
10.2.2. Valutazione dei cedimenti 154
10.3. Fondazione torre faro 156
10.3.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 156
10.3.2. Valutazione dei cedimenti 159
10.4. Locali tecnici RMG 160
10.4.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 160
10.4.2. Valutazione dei cedimenti 166

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto 9
Fig. 1.2 - Planimetria delle opere in oggetto 10
Fig. 2.1 - Figura di riferimento per le dimensioni delle gru 14
Fig. 2.2 - Vista prospettica tipologica della struttura metallica per i reefer 15
Fig. 2.3 - Planimetria e sezioni del plinto di fondazione della torre faro 16
Fig. 2.4 - Planimetria e sezioni del locale tecnico delle gru RMG 17
Fig. 7.1 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti 41
Fig. 7.2 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 43
Fig. 7.3 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 44
Fig. 9.1 - Planimetria travi rotaia di fondazione 51
Fig. 9.2 - Planimetria travi rotaia di fondazione – blocco tipologico 51
Fig. 9.3 - Sezioni tipologiche degli elementi di fondazione 52
Fig. 9.4 - Modello 3D delle fondazioni trave rotaia 53
Fig. 9.5 - Trave rotaia – Carico gru 1 ($Q_{crane-1}$) 54
Fig. 9.6 - Trave rotaia – Carico gru 2 ($Q_{crane-2}$) 54
Fig. 9.7 - Trave rotaia – Carico gru 3 ($Q_{crane-3}$) 55
Fig. 9.8 - Trave rotaia – Carico gru 4 ($Q_{crane-4}$) 55
Fig. 9.9 - Trave rotaia – Carico gru 5 ($Q_{crane-5}$) 56
Fig. 9.10 - Trave rotaia – Carico su cordoli (Q_1) 56
Fig. 9.11 - Trave rotaia – Carico termico costante negativo (Q_2) 57
Fig. 9.12 - Trave rotaia – Carico termico costante positivo (Q_2) 57
Fig. 9.13 - Trave rotaia – Carico termico a farfalla negativo (Q_2) 58
Fig. 9.14 - Trave rotaia – Carico termico a farfalla positivo (Q_2) 58
Fig. 9.15 - Combinazione INV SLU: Momento flettente nella trave 60
Fig. 9.16 - Combinazione INV SLU: Sforzo assiale nella trave 60
Fig. 9.17 - Combinazione INV SLU: Taglio nella trave 61
Fig. 9.18 - Combinazione INV SLU: Momento flettente nel cordolo 61
Fig. 9.19 - Combinazione INV SLU: Sforzo assiale nel cordolo 62
Fig. 9.20 - Combinazione INV SLU: Taglio nel cordolo 62
Fig. 9.21 - Planimetria e sezioni tipologiche degli elementi di fondazione 93
Fig. 9.22 - Modello 3D della struttura metallica 95
Fig. 9.23 - Modello struttura metallica – Carichi permanenti 96

Fig. 9.24 - Modello struttura metallica – Carico neve 96
Fig. 9.25 - Modello struttura metallica – Carichi accidentali 97
Fig. 9.26 - Modello struttura metallica – Carico vento in x 98
Fig. 9.27 - Modello struttura metallica – Carico vento in y 98
Fig. 9.28 - Modello struttura metallica – Carico da urto 99
Fig. 9.29 - Planimetria e sezioni del plinto di fondazione della torre faro 117
Fig. 9.30 - Distribuzione dei carichi agenti sulla torre faro 118
Fig. 9.31 - Planimetria e sezioni del locale tecnico delle gru RMG 129
Fig. 10.1 - Stato limite di esercizio combinazione rara - Deformazione massima laterale 145

ELENCO TABELLE

Tab. 2.1 - Tabella tolleranze di esercizio parte 1 11
Tab. 2.2 - Tabella tolleranze di esercizio parte 2 12
Tab. 2.3 - Tabella tolleranze di esercizio parte 3 12
Tab. 2.4 - Tabella dimensioni geometriche delle gru RMG 13
Tab. 2.5 - Tabella dei carichi delle gru RMG 13
Tab. 4.1 - Tabella dei coefficienti parziali per le azioni 23
Tab. 4.2 - Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici 23
Tab. 4.3 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali 26
Tab. 5.1- Classi di esposizione ambientale 27
Tab. 5.2 - Classi di esposizione ambientale 28
Tab. 6.1 - Stratigrafia media di progetto 30
Tab. 6.2 - Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione 31
Tab. 6.3 - Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione 32
Tab. 7.1 - Carichi gru agenti su travi rotaia 34
Tab. 7.2 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC) 40
Tab. 7.3 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$ 42
Tab. 9.1 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC) 50
Tab. 9.2 - Combinazioni di carico agli stati limite ultimi (STR) 59
Tab. 9.3 - Combinazioni di carico agli stati limite ultimi (GEO) 59
Tab. 9.4 - Combinazioni di carico agli stati limite di vita (SLV) 59
Tab. 9.5 - Tabella delle sollecitazioni flettenti massime M3 nella trave 63
Tab. 9.6 - Tabella delle sollecitazioni di taglio massime V2 nella trave 63
Tab. 9.7 - Tabella delle sollecitazioni assiali massime N nella trave 64
Tab. 9.8 - Tabella delle sollecitazioni massime nel cordolo 64
Tab. 9.9 - Tabella delle pressioni massime in fondazione per i diversi inviluppi 64
Tab. 9.10 - Tabella delle massime sollecitazioni a taglio in presenza dei giunti 65
Tab. 9.11 - Tabella delle masse sismiche agenti ai vari piani 99
Tab. 9.12 - Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 1 (4x2) per i vari inviluppi di combinazione 100
Tab. 9.13 - Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 2 (4x5) per i vari inviluppi di combinazione 100

Tab. 9.14 - Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 3 (4x4) per i vari inviluppi di combinazione 101
Tab. 9.15 - Tabella delle pressioni massime sul piano di fondazione 101
Tab. 9.16 - Tabella dei modi di vibrare e periodi principali 102
Tab. 9.17 - Tabella delle percentuali di partecipazione della massa 102
Tab. 9.18 - Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto di fondazione della torre faro per le diverse combinazioni 118
Tab. 9.19 - Tabella delle pressioni massime sul piano di fondazione della torre faro 119
Tab. 9.20 - Tabella delle sollecitazioni massime sugli elementi del locale tecnico per le diverse combinazioni 130
Tab. 9.21 - Tabella delle pressioni massime sul piano di fondazione della torre faro 130

1. PREMESSA

Scopo di questa relazione è la presentazione delle verifiche di resistenza e stabilità effettuate per le fondazioni delle rotaie delle gru impilatrici (RMG) e dei reefer racks (strutture in acciaio per la refrigerazione dei containers), che sono ubicate all'interno della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure, negli stack adibiti allo stoccaggio dei contenitori. (si veda la Fig. 1.1).

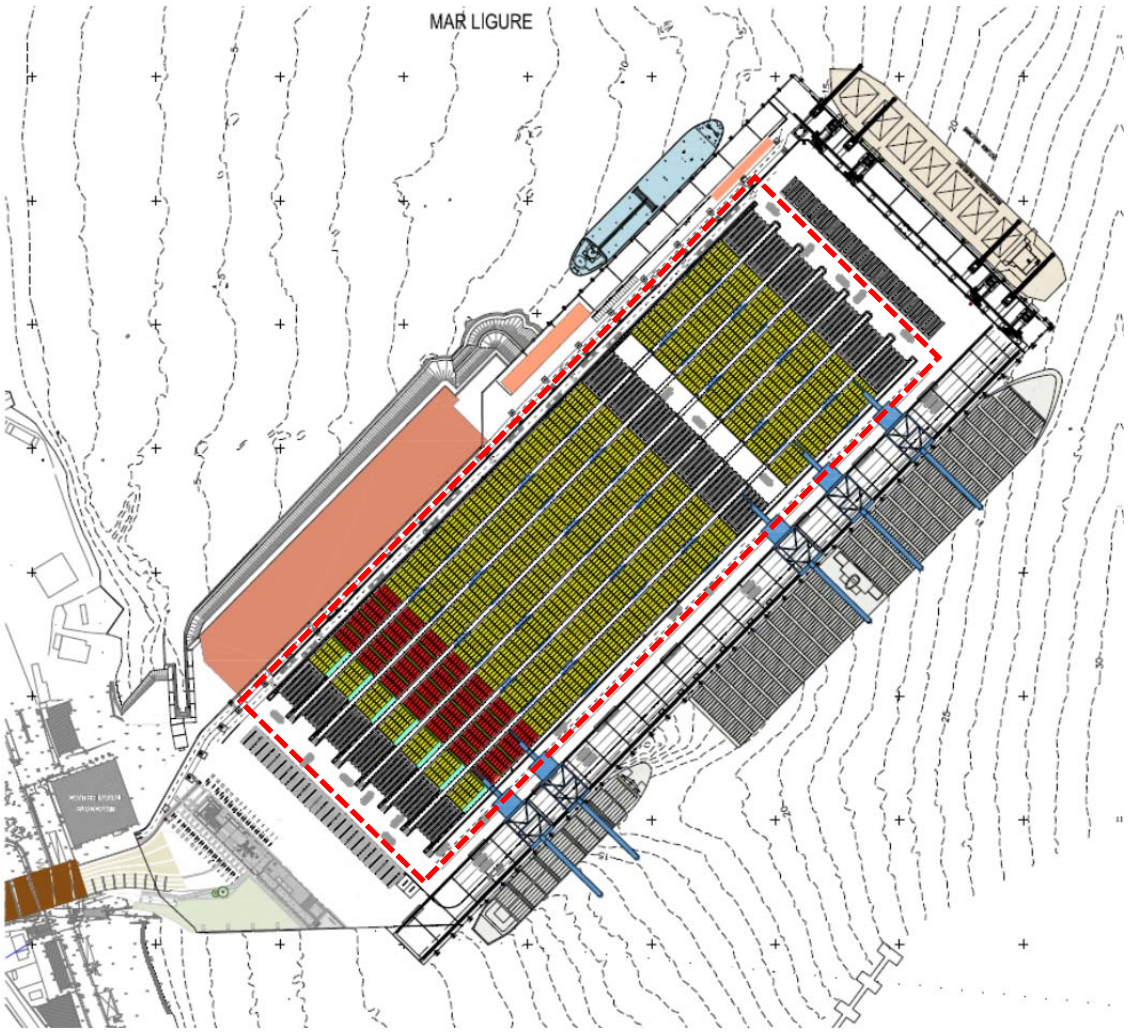


FIG. 1.1 - PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

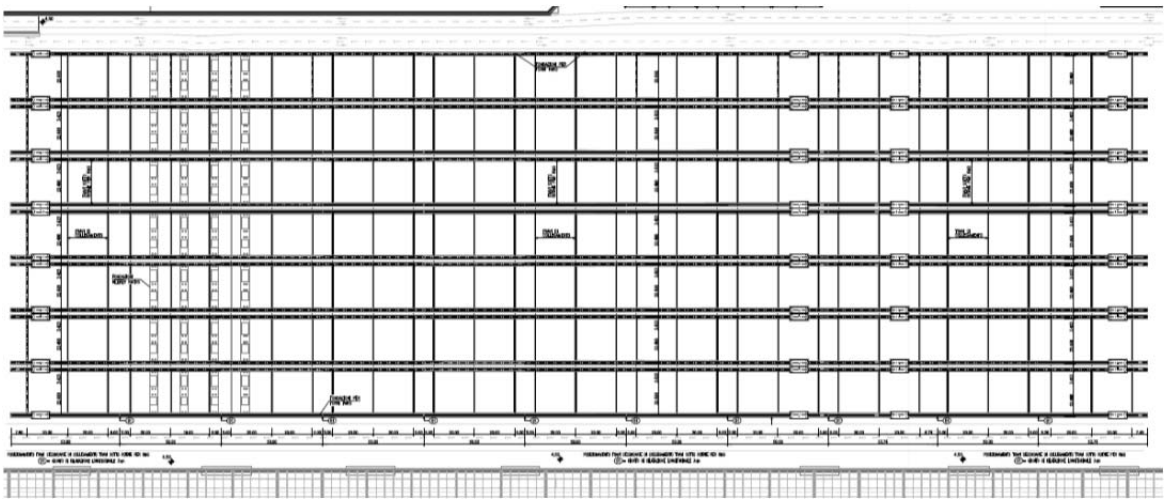


FIG. 1.2 - PLANIMETRIA DELLE OPERE IN OGGETTO

Nella presente relazione vengono illustrati:

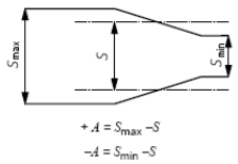
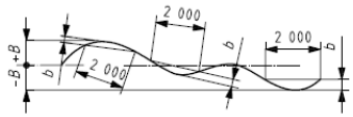
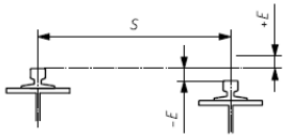
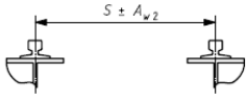
- le caratteristiche delle gru e dei reefer (capitolo 2);
- i criteri generali di verifica (capitolo 4);
- la stratigrafia di riferimento e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione (capitolo 6);
- i dati di base e le azioni di progetto (capitolo 7);
- le verifiche di resistenza e stabilità agli stati limite ultimi delle opere di fondazione (capitolo 9);
- le verifiche agli stati limite di esercizio e l'analisi dei cedimenti delle opere di fondazione (capitolo 10).

2. DESCRIZIONE DELLE GRU E DEI REEFER RACKS

2.1. Gru RMG

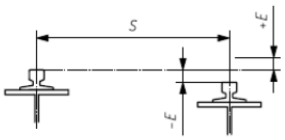
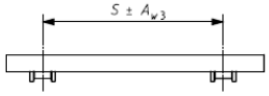
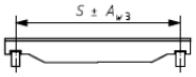
Le gru impilatrici RMG servono per lo spostamento e lo stoccaggio dei contenitori all'interno di aree recintate chiamate stack, ubicate all'interno della piattaforma.
Tali gru sono costituite da un telaio meccanico che scarica il peso su 2 bracci composti da 2 piedi l'uno; ogni piede è a sua volta costituito di 4 ruote, per un totale di 16 ruote per gru.
Le gru viaggiano su rotaia ad alta percorrenza e sono catalogate di classe 2.
Per tale classe di seguito vengono riportati le tolleranze minime da rispettare per le fasi di esercizio.

Table 7 — Operational tolerances for travel and traverse tracks and crane and crab wheels of tolerances classes 1 to 4

Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
A_{w1}	Tolerance of span S of crane rails related to rail centre at each point of travelling track		± 10 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m ± [10+0,25(S–16)] S in metres, valid for all spans $S > 16$ m	± 16 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m ± [16+0,25(S–16)] S in metres, valid for all spans $S > 16$ m	± 25 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m ± [25+0,25(S–16)] S in metres, valid for all spans $S > 16$ m	± 40 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m ± [40+0,25(S–16)] S in metres, valid for all spans $S > 16$ m	mm
B_{B1}	Tolerance of horizontal straightness of rail head at each point of travelling track	Position of crane rail in ground plan 	± 10	± 20	± 40	± 80	
E_{w1}	Tolerance of height related to opposite measuring points at right angles at each point of travelling track	Height of traversing track (lateral slope) 	± 10	± 20	± 40	± 80	
A_{w2}	Tolerance of span S of crab rails related to rail centre at each point of traversing track		± 6 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m	± 10 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m	± 16 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m	± 25 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m	

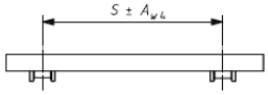
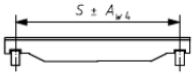
TAB. 2.1 - TABELLA TOLLERANZE DI ESERCIZIO PARTE 1

Table 7 (*continued*)

Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
E_{w2}	Tolerance of height related to opposite measuring points at right angles at each point of traversing track	Height of traversing track (lateral slope) 	± 12,5	± 16	± 20	± 25	mm
A_{w3}	Tolerance of span S of a crane related to wheel centre, wheel with flanges		± 5 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [5+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 8 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [8+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 12,5 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [12,5+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 20 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [20+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	
A_{w3}	Tolerance of span S of a crane related to wheel centre, with flangeless wheels and guide rollers on one side		± 12,5 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [12,5+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 14 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [14+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 16 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [16+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	± 20 Valid for $S \leqslant 10$ m ± [20+0,2(S–10)] S in metres, valid for $S > 10$ m	
D_{w3}	Tolerance on crane wheel diameter for independent drive		h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	
ΔD_{w3}	Tolerance on crane wheel diameter for coupled drive		IT12 Tolerances according to ISO 1101	IT13 Tolerances according to ISO 1101	IT14 Tolerances according to ISO 1101	IT14 Tolerances according to ISO 1101	

TAB. 2.2 - TABELLA TOLLERANZE DI ESERCIZIO PARTE 2

Table 7 (*continued*)

Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
A_{w4}	Tolerance of span S of a crab related to wheel centre, wheel with flanges		± 3 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [3+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 6 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [6+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 8 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [8+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 12 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [12+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	mm
	Tolerance of span S of a crab related to wheel centre, with flangeless wheels and guide rollers on one side		± 5 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [5+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 10 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [10+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 12 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [12+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	± 16 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [16+0,2(S–2)] S in metres, valid for $S > 2$ m	
D_{w4}	Tolerance of crab wheel diameter for independent drive		h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	h18 Tolerances according to ISO 286-2	
ΔD_{w4}	Tolerance of crab wheel diameter for coupled drive		IT12 Tolerances according to ISO 1101	IT13 Tolerances according to ISO 1101	IT14 Tolerances according to ISO 1101	IT14 Tolerances according to ISO 1101	

TAB. 2.3 - TABELLA TOLLERANZE DI ESERCIZIO PARTE 3

Di seguito si riportano le dimensioni geometriche ed i carichi delle gru RMG per il dimensionamento delle opere di fondazione.

#	General Dimensions	APMT Standard	Applicable Condition	Note
1	Gantry rail span (Rail gauge)	27,800 mm	22,498 mm	7-wide
2	Lifting height under spreader, above rail	18,100 mm	21,100 mm	1 over 6
3	Rail-center till outside at Flexible Leg side till 2.5 m high (P=2500 mm)	max 900 mm	max 550 mm	"A"
4	Rail-center till inside at Flexible Leg side till 2.5 m high (P=2500 mm)	max 550 mm	max 900 mm	"B"
5	Rail-center till inside at Rigid Leg side till 2.5 m high (P=2500 mm)	max 1100 mm	standard	"C"
6	Rail-center till outside at Rigid Leg side till 2.5 m high (P=2500 mm)	max 1250 mm	standard	"D"
7	Clearance between Flexible legs	min 1200 mm	standard	"E"
8	Clearance between Rigid legs	min 3500 mm	standard	"G"
9	Container stack width	25,146 mm	19,466 mm	
10	Rail-center till maximum outside @ Flexible Leg	max 1000 mm	standard	"K"
11	Rail-center till maximum outside @ Rigid Leg	max 1600 mm	standard	"M"
12	Gantry buffer height above gantry rails	1000 mm	standard	"P"
13	Gantry wheel diameter	min 800 mm	standard	
14	Gantry wheel spacing (minimum / maximum)	1000/1400 mm	standard	
15	Overall crane length with buffers uncompressed	max 15000 mm	standard	

TAB. 2.4 - TABELLA DIMENSIONI GEOMETRICHE DELLE GRU RMG

#	Civil Engineering interface	APMT Standard	Applicable Condition	Note
1	Number of wheels per bogie	2	standard	
2	Number of wheels per corner	4	standard	
3	Gantry rail type	PRI-85R	MRS125	
4	Maximum Wheel load: Operating	32 t	42 t	
5	Maximum Wheel load: Stowed	35 t	42 t	
6	Gantry buffer force	100 t	standard	
7	Maximum allowable guide roller force	TBD	standard	
8	Maximum allowable horizontal force per corner	TBD	standard	
9	Storm pins: Number of pins per side	1 (one)	standard	
10	Size (rectangular)	200*200*200 mm	standard	
11	Offset (center rail to center pin, outside of rail)	650 mm	standard	
12	Maximum horizontal pin load	32 t	standard	

TAB. 2.5 - TABELLA DEI CARICHI DELLE GRU RMG

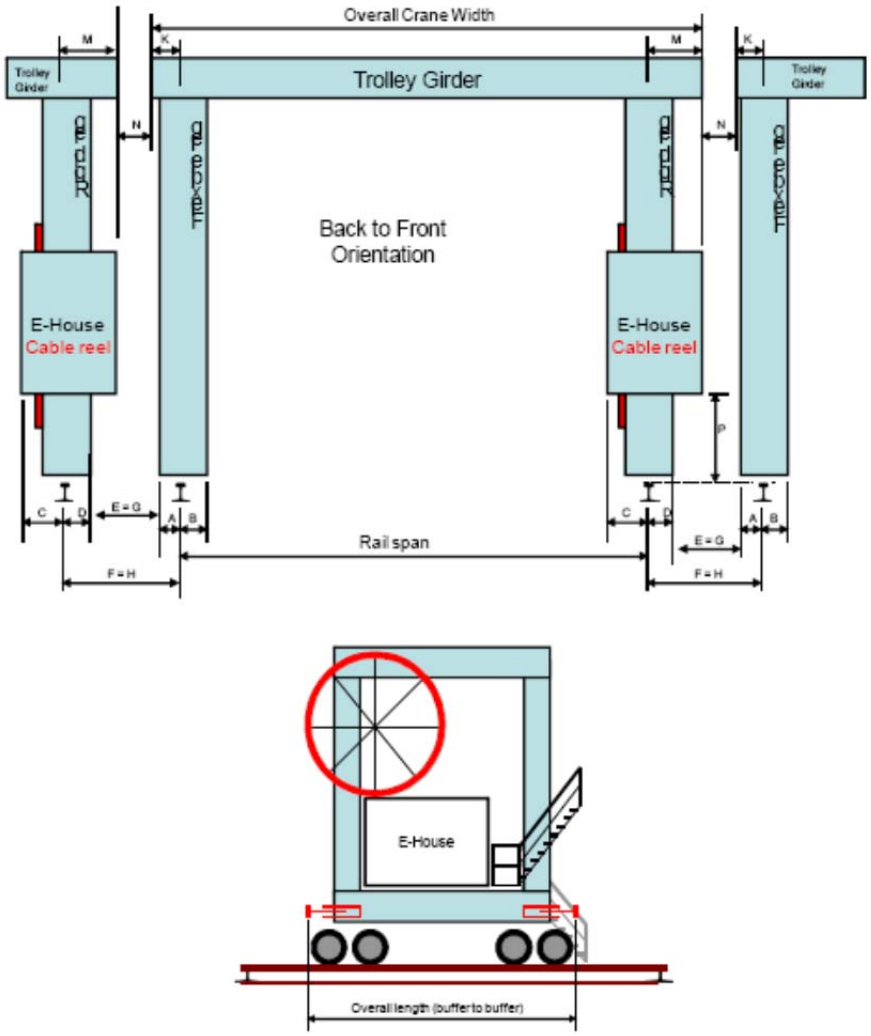


FIG. 2.1 - FIGURA DI RIFERIMENTO PER LE DIMENSIONI DELLE GRU

Le travi di fondazione delle rotaie hanno la funzione di scaricare le tensioni delle gru impilatrici a terra, di mantenere l'allineamento della rotaia e di ridurre drasticamente eventuali cedimenti differenziali o rotazioni lungo la direzione longitudinale e trasversale di percorrenza.

Per maggiori dettagli si rimanda al documento di Design Criteria VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1.

2.2. Reefer racks

I reefer racks sono delle strutture metalliche dotate di impianti elettrici per l'alimentazione dei container refrigeratori. Si tratta di strutture intelaiate di 5 piani di larghezza pari a circa 2 m e lunghezza pari a circa 20 m.
Di seguito si riporta una vista prospettica tipologica della struttura in questione.

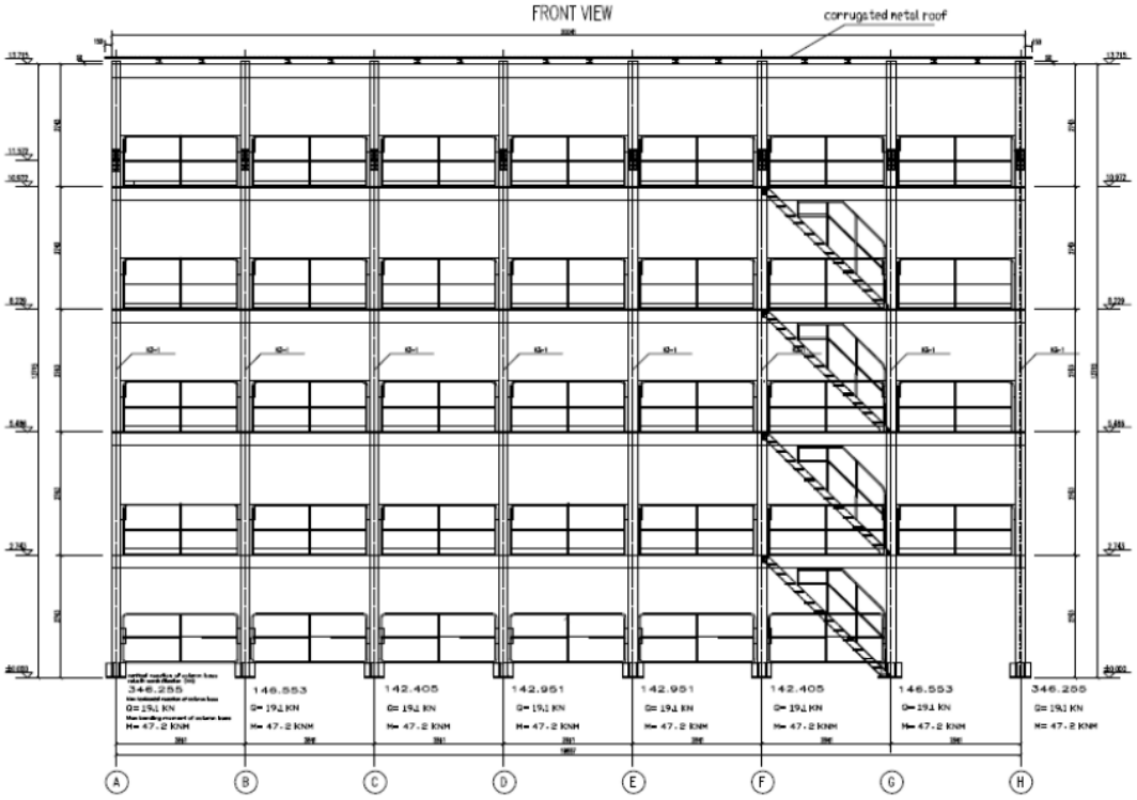


FIG. 2.2 - VISTA PROSPETTICA TIPOLOGICA DELLA STRUTTURA METALLICA PER I REEFER

Le fondazioni dei reefer racks sono di tipo superficiale e sono ubicate nello spazio interno tra due travi rotaia.

Per maggiori dettagli si rimanda al documento di Design Criteria VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1.

2.3. Torri faro

Le torri faro della piattaforma hanno un altezza di 30 m su cui è stato considerato una copertura dei corpi illuminanti di dimensioni 2.8 m x 0.7 m.

Le fondazioni delle torri faro sono del tipo superficiale a plinto con dado.
La fondazione ha la seguente geometria:
– 4.4 m x 4.4 m x 1.1 m la base;
– 1.6 m x 1.6 x 1.9 m il dado.

Di seguito si riportano la planimetria e la sezione della fondazione in oggetto.

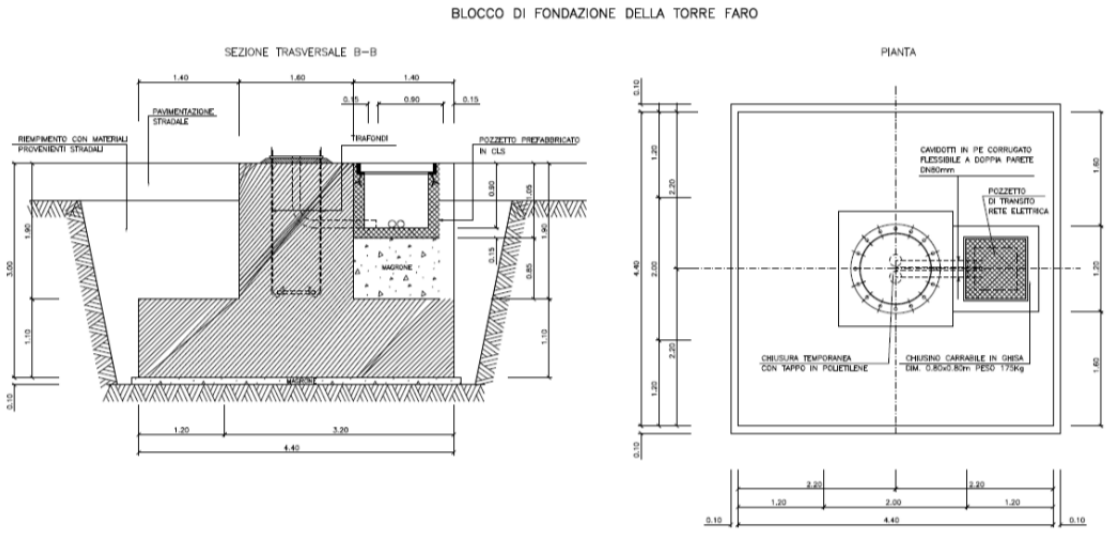


FIG. 2.3 - PLANIMETRIA E SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

2.4. Locali tecnici RMG

I locali tecnici delle gru RMG sono locali in cui si trova la strumentazione per il collegamento in media tensione delle gru RMG. Questi locali sono interrati e hanno dimensioni in pianta pari a 2.8 m x 6.0 m ed un'altezza di 3.3 m. La copertura è costituita da una dalla in c.a. di spessore 24 cm in cui sono presenti delle forometrie per il passaggio

dei cavi diretti alle gru e per la botola di accesso. I setti verticali sono di 25 cm e la suola di fondazione di 30 cm di spessore.

Di seguito si riportano la planimetria e la sezione del locale tecnico in oggetto.

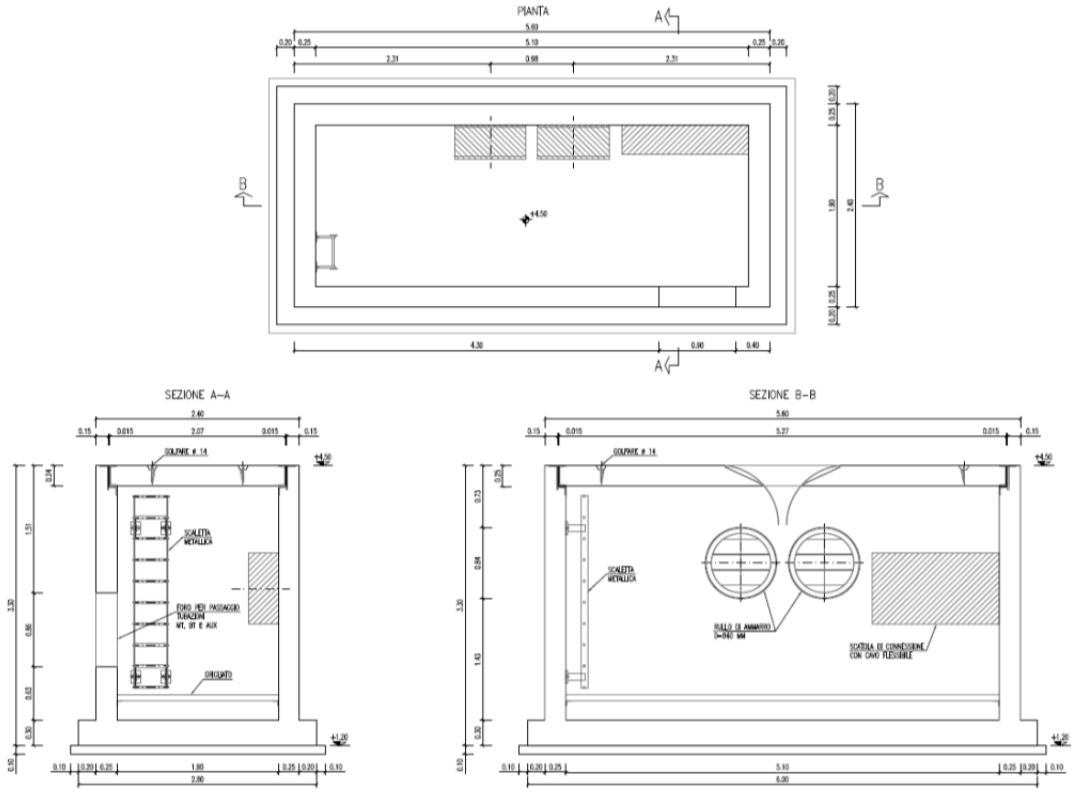


Fig. 2.4 - Planimetria e sezioni del locale tecnico delle gru RMG

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche", di cui al DM.LL.PP. precedente;
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- UNI EN 1998-5:2003 – "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09-1994 n.156 – "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime";
- ISO 12488-1 - Cranes — Tolerances for wheels and travel and traversing tracks.

4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le opere vengono progettate in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) (DM 14 gennaio 2008).

Le verifiche geotecniche e strutturali sono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in accordo con il § 2.3 delle NTC.

Vengono considerati gli *stati limite ultimi*, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte usando il *Metodo dei coefficienti parziali:* l'affidabilità prescritta dalla norma viene garantita verificando che, in tutte le *situazioni progettuali* significative, gli stati limite non vengano raggiunti quando *i valori di progetto* delle *azioni*, delle *proprietà dei materiali* e dei *dati geometrici* sono introdotti nei modelli progettuali.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico ("misura della sicurezza"), cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la *vita utile* della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato.

In particolare si verificherà che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali);
- gli effetti delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto previsti per la situazione sismica di danno non devono provocare una interruzione nell'esercizio di parti d'opera o degli impianti ad esse correlati.

4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno

Le azioni che agiscono sulle strutture vengono classificate secondo la variazione nel tempo nel modo seguente:

- azioni permanenti (G), come ad esempio il peso proprio delle strutture ed i carichi permanenti portati;
- azioni variabili (Q), come per esempio i sovraccarichi, le azioni dovute alle maree e alle onde;
- azioni eccezionali (A), ad esempio la forza di impatto dovuta all'urto di un natante;
- azioni sismiche (E).

Tutte le azioni che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore rappresentativo* $F_{rep} = \psi \cdot F_k$, dove F_k è il *valore caratteristico* dell'azione.

Qualora sia definita, sulla base di un adeguato campione di osservazioni, la distribuzione statistica dell'azione, il valore caratteristico corrisponde al valore avente una prefissata probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato (nel caso delle situazioni persistenti esso coincide con la vita utile di progetto della struttura).
Nel caso in cui la variabilità dell'azione è piccola o non ne è compiutamente definita la distribuzione statistica, si farà riferimento ad un valore medio o ad un valore nominale dell'azione.

A seconda dei casi si considerano, per le azioni variabili Q, anche i seguenti valori rappresentativi:

- il valore $\psi_0 \cdot Q_k$, detto di combinazione, viene utilizzato nelle combinazioni a stato limite, per tenere conto della ridotta probabilità di simultanea occorrenza dei valori più sfavorevoli di diverse azioni indipendenti[1];

[1] La definizione del valore appropriato di $\psi_0 \leq 1$ dipendente dalla probabilità di rovina P_f ammessa per la struttura durante la sua vita utile; normalmente viene assunto pari a 0.7 e tiene conto della ridotta probabilità che tutte le azioni variabili agiscano contemporaneamente.

- il valore $\psi_1 \cdot Q_k$, detto valore frequente, viene determinato in modo tale che, all'interno di un certo periodo di tempo, il tempo totale durante il quale si ha $Q>\psi_1 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (e piccola) parte di tale periodo di riferimento, quindi la frequenza dell'evento $Q> \psi_1 \cdot Q_k$ è limitata ad un valore dato[2];
- il valore $\psi_2 \cdot Q_k$, detto valore quasi-permanente, viene determinato in modo tale che il tempo totale durante il quale si ha $Q>\psi_2 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (non piccola, generalmente la metà) parte del periodo di riferimento, ovverosia la media di Q durante tale periodo.

Nel seguito verranno definite tutte le azioni significative che agiscono sulle strutture in esame nelle diverse situazioni progettuali considerate ed i corrispondenti valori caratteristici.

4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo

Per le strutture in progetto vengono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- lo stato limite ultimo EQU: equilibrio di corpo rigido;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;
- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali.

In questi casi (STR, GEO e EQU), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

[2] Normalmente si deve considerare una frazione pari al 10% del periodo di riferimento (in genere assunto coincidente con la vita utile della struttura).

Per ogni stato limite ultimo che si considera, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti) devono essere determinati combinando il valore caratteristico delle azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- combinazione fondamentale - generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)[3]:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- combinazione eccezionale - impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"A_d"+""+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- combinazione sismica - impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"E"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

La verifiche relativa alla stabilità globale dell'opera deve essere effettuata secondo il seguente approccio:

Approccio 1

- Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando uno dei seguenti approcci:

Approccio 1

- Combinazione 1: "A1"+"M1"+"R1"
- Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"

Approccio 2

- "A1"+"M1"+"R3"

[3] La notazione "+" significa "si combina con".

Per quanto riguarda l'approccio 1, nella prima combinazione i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma M = 1$) e le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$, mentre nella seconda combinazione i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$ e le azioni permanenti sono quelle caratteristiche ($\gamma F = 1$) mentre si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni variabili ($\gamma F \neq 1$). Per quanto riguarda le azioni resistenti, in ambedue le combinazioni, si considerano i valori caratteristici ($\gamma M = 1$).

L'approccio 2 prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche; le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$ e i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$.
In Tab. 4.1 e in Tab. 4.2 sono riportati rispettivamente i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti γ_M di riduzione dei parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno secondo le due combinazioni M1 e M2.

Azioni		Simbolo	Set		
			EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
	Favorevole		0,9	1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,0
	Favorevole		0,0	0,0	0,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3
	Favorevole		0,0	0,0	0,0

TAB. 4.1 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

TAB. 4.2 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasticizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

Nel caso della combinazione A2+M2, quando si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, si procede alla fattorizzazione dei parametri del terreno e delle azioni variabili, a partire dai quali i programmi di calcolo determinano i valori delle spinte (in base ai modelli costitutivi implementati); i risultati del modello forniscono gli effetti delle azioni da impiegare direttamente nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Per la verifica della situazione di progetto sismica, si adottano parametri di resistenza del terreno ridotti mediante $\gamma_M \neq 1$ (set M2), come previsto dalla norma[4].

4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

[4] Come indicato nella ENV 1998-5 par. 3.1.

Combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

Si noti che, se per ottenere gli effetti delle azioni della combinazione A1+M1 si effettua una analisi con valori caratteristici delle azioni per poi applicare i coefficienti di amplificazione/abbattimento a tali effetti, i risultati dell'analisi possono essere direttamente impiegati nelle combinazioni per la verifica degli stati limite di esercizio.

4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato
- $\gamma_{cls} = 1,50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)
- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1,05$

4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni

I coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni sono riportati nelle seguenti tabelle riprese dalla Normativa.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

TAB. 4.3 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI Γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

5. MATERIALI

5.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo 4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione

In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

TAB. 5.1- CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabella C4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.
Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

TAB. 5.2 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.
Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.
La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

5.2. Calcestruzzo

Fondazioni:
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 22.1$ MPa
resistenza di calcolo per lunga durata $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_M = 18.8$ MPa

5.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:
classe B450C
$f_{yk} = 450$ MPa (tensione di snervamento)
$f_{yt} = 540$ MPa (tensione di rottura)
da cui:
Stato limite ultimo
$\gamma_M = 1.15 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 391$ MPa

6. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La stratigrafia di riferimento per le opere in oggetto è ricavabile dalla sezione longitudinale L1-L1 e dalle sezioni trasversali T2-T2, T3-T3, T4-T4 e T5-T5.
Dall'analisi di dette sezioni la stratigrafia adottata nei calcoli è data nella seguente (Tab. 6.1):

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1		
STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO		
Spessore medio (m)	Strato	Note
4.0	L1	Limo sabbioso con spessore variabile tra 3 e 6 m.
4.0	L2	Limo con spessore medio abbastanza costante su tutta l'area.
5.0	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lato costa e per fondali più profondi di -15 m l.m.m. lo spessore si incrementa mediamente a 16 m.
15.0	S	Sabbia pulita presente soltanto lungo la costa a profondità superiori ai 15 m.
4.0	G	Ghiaia con sabbia e poco limo con spessore variabile tra 2 e 8 m, che incrementa notevolmente trasversalmente verso sud fino a spessori medi di 20 m.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

TAB. 6.1 - STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono riassunte nella seguente Tab. 6.2.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Livello	γ	IP	G_s	OCR	e_0	K	c_v	C_u	c'	ϕ'	E (*) (MPa)		G_{max}	α_{Eur} (**)	CR RR	C_α	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m²/s)	(kPa)	(kPa)	(°)	m	n	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
L1	16	10	2.73	5	1.35	3E-8	6E-6	(***)	0	33	-		15	14	0.14 0.01	1E-3	0.35	0.50
L2	17	10	2.73	1	1.28	3E-8	7E-6	(***)	0	32	-		40	13	0.17 0.013	1E-3	0.35	0.50
SL/S	18	-	2.72	1	1.20	1E-7	-	-	0	32	15	0.6	70	9	-	-	0.30	0.50
G	19	-	2.72	1	-	1E-5	-	-	0	40	30	0.6	120	8	-	-	0.30	0.50
A	18.5	20	2.75	≥ 3	1.00	1E-9	3E-6	200	200	27	-		150	-	0.27 0.025	1E-3	0.25	1.50

(*) Per SL e G il modulo E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:

$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,

σ'_v = sforzo verticale agente $= \sigma'_{v0}$ allo stato naturale

$= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

Per L1, L2 e A le caratteristiche di deformabilità sono ricavabili da CR ed RR, adeguandoli al valore della tensione efficace agente.

(**) E_{ur} si ottiene da E attraverso il fattore α_{Eur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{Eur} \times E$

(***) Per individuare il valore di Cu per L1 ed L2 si può utilizzare la seguente relazione:

$Cu = 0.46 \cdot OCR^{0.7} \sigma'_v$

TAB. 6.2 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI DI FONDAZIONE

Per quanto concerne invece i materiali da costruzione nella Tab. 6.3 vengono riportati i parametri geotecnici assunti nei calcoli:

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1	
MATERIALI DA COSTRUZIONE	
Materiale	**Note**
BONIFICO	Ghiaia 40-60%. Fine ≤5%. Sabbia 45-35%. Curva ben assortita
SCANNO	Pietrame 2-300 kg. Curva ben assortita.
TOUT-VENANT	Ghiaia sabbia e ciottoli. Fine ≤ 10%. Φmax = 100 mm. Curva ben assortita.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Materiale	γ	G_s	OCR	K	c'	φ'	E (*) (MPa)		α_{Eur} (**)	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(m/s)	(kPa)	(°)	m	n	(-)	(-)	(-)
BONIFICO	18	2.72	1	5E-4	0	38	54	0.8	10	0.27	0.38
SCANNO	17	2.72	1	5E-4	0	45	30	0.8	10	0.20	0.30
TOUT VENANT	19	2.72	1	5E-4	0	38	114	0.8	10	0.27	0.38

(*) E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:
$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,
σ'_v = sforzo verticale agente = σ'_{v0} allo stato naturale
= $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

(**) E_R si ottiene da E attraverso il fattore α_{Eur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{Eur} \times E$

TAB. 6.3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA MATERIALI DA COSTRUZIONE

dove:

γ = peso di volume totale

C' = coesione in sforzi efficaci

C_u = resistenza al taglio non drenata non consolidata

φ' = angolo di attrito in sforzi efficaci

E_{vc}^{ref} = modulo elastico di riferimento

E_{vc} = modulo elastico

E_{UR} = modulo elastico in scarico/carico

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella nell'Elaborato *"Caratterizzazione geotecnica - Tavole"*

7. ANALISI CARICHI

I carichi previsti in fase di verifica di stabilità, resistenza e deformabilità degli elementi strutturali sono di seguito esposti.

7.1. Vita utile di progetto

La vita utile delle fondazioni del nastro trasportatore risulta pari a 50 anni.
Il periodo di ritorno delle azioni sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame.

7.2. Carichi permanenti (G_1)

I carichi permanenti sulla struttura sono quelli imposti dal peso proprio degli elementi strutturali e del terreno insistenti sulle opere.
Per il peso proprio del terreno si rimanda al Cap. 6; per quanto riguarda acciaio e calcestruzzo, sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $p = 25.0$ kN/m^3;
- calcestruzzo non armato: $p = 24.0$ kN/m^3;
- pavimentazione $p = 20.0$ kN/m^3;
- acciaio: $p = 78.5$ kN/m^3;

7.2.1. Carichi permanenti reefer racks (G_1)

Il carico permanente dovuto agli orizzontamenti indicato nei Design Criteria risulta:
Carico orizzontamenti $g_1 = 1.2$ kN/m^2

7.3. Carichi variabili (Q1)

Per le opere di fondazione si è considerato un carico accidentale uniformemente distribuito tra le rotaie pari a 94 kPa corrispondente al carico dei container nell'area di stoccaggio.

7.3.1. Carichi gru RMG (Q_{crane})

Di seguito si riportano i carichi delle gru previsti all'interno del documento Design Criteria VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1.

Yard Crane Rails	
Yard Rail Mounted Gantry Crane	16 wheels per crane
Maximum Unfactored Vertical Design Load	420 kN per wheel at 1.20 m centers 1,680 kN per corner
Maximum Unfactored Horizontal Design Load	200 kN per roller[2] 260 kN per corner
Maximum Unfactored Longitudinal Design Load	20 kN per wheel at 1,20 m centers 80 kN per corner
Rail Section	MRS125
Equipment wheel gauge	22.498 m
Yard Crane Bumpers[3]	2 bumpers per crane
Offset	acting 1.00 m above top of rail
Load	1,000 kN per bumper
Yard Crane Storm Pins	2 pins per crane
Spacing	10.50 m from face of bumper at each truck transfer area
Size	200 mm x 200 mm x 200 mm deep Adjustable 20 mm below top of rail
Offset	650 mm center of rail to center of pin out-gauge of rail
Load	320 kN per pin
Yard Crane Storm Tie Downs	NOT APPLICABLE
Yard Crane Jack Up Points (8 points per crane)	
Spacing	7.00 m and 14.00 m from face of bumper at each truck transfer area
Offset	1.00 m center of rail both in-gauge and out-gauge of rail
Load	500 kN per point

TAB. 7.1 - CARICHI GRU AGENTI SU TRAVI ROTAIA

7.3.2. Carichi reefer racks (Q_r)

Folla (Q_{r1})
Il carico accidentale agente sugli orizzontamenti dei reefer racks risulta:

$q_{r1} = 5$ kN/m^2

Neve (Q_{r2})
Il carico di neve viene valutato mediante l'espressione 3.3.7 delle NTC e qui riportata:
$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t$
dove:
qs =1 kN/ m^2 trattandosi di zona climatica II, a quota a_s = 4.50 m.s.l.m.m.
μ = 0.8 essendo la copertura piana
C_E =1 risultando la topografia normale
C_t =1
$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.8$ kN/m^2

Urti (Q_{r3})
Il carico eccezionale dovuto agli urti orizzontali agente sull'ultimo orizzontamento risulta:
Q_{r3} = 50 kN

7.3.3. Carichi locali tecnici RMG (Q_l)

Carico aree di traffico (Q_{l1})
Il carico accidentale uniformemente distribuito agente sui locali RMG risulta:

q_{l1} = 40 kN/m^2

Il carico accidentale concentrato su ruota agente sui locali RMG risulta:

Q_{l1} = 238 kN su impronta di 50 cm x 50 cm

7.4. Azione termica (Q_2)

L'azione termica è valutata in base al valore di ΔTu = ± 15°C per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.
La variazione di temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali delle travi sottorotaia, tra estradosso e intradosso struttura, è valutato in ± 5°C.

L'azione termica è valutata in base al valore di ΔTu = ± 25°C per strutture in acciaio esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

7.5. Vento (Q_3)

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka	[1/s]
7	Liguria	28	1000		0,015

a_s = 4.50 m.s.l.m.m.
vb = $v_{b,0}$ = 28 m/s per as < a0
La pressione statica equivalente è pari a:
$p = q_b\ c_e\ c_p\ c_d$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2
dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.
c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.
c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	*z0 [m]*	*zmin [m]*
II	0.19	0.05	4

<u>Reefer racks</u>

Essendo z > z_{min} = 4 m l'espressione di c_e è la seguente:
$c_e(z) = k_r^2\ c_t \ln(z/z_0)\ [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

c_e = 2.4
c_p è il coefficiente di forma pari a +1.4 sopravento per travi ad anima piena (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC)

c_d è il coefficiente dinamico = 1
Pertanto la pressione del vento vale:
$p = 490 * 2.4 * 1.4 * 1 = 1646.76$ N/m^2 sopravento
da cui si ottiene la risultante pari a:
$p = 1.65$ kN/m^2

Tale pressione viene applicata alle travi della struttura metallica in entrambe le direzioni.

Torri faro

Essendo $z > z_{min} = 4$ m l'espressione di c_e è la seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)] \qquad \text{per } z \geq z_{min}$$

Per il fusto, trattandosi di una struttura alta 30 m e di forma cilindrica, si ottiene:
$1.8 < c_e < 3.09$
c_p è il coefficiente di forma pari a +0.7 sopravento per corpi cilindrici (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC al punto C3.3.10.6)

Per il cestello e corpi illuminanti di sommità si fa riferimento all'EC1, part 1-4, paragrafo 7.4.3, considerando il coefficiente di forma relativo a tabelloni isolati:
cp = 1.80

c_d è il coefficiente dinamico = 1
Pertanto la pressione del vento vale:
$p = 490 * 1.8 * 0.7 * 1 = 618$ N/m^2 sopravento per il fusto alla base
$p = 490 * 3.09 * 0.7 * 1 = 1063$ N/m^2 sopravento per il fusto in sommità
$p = 490 * 3.09 * 1.8 * 1 = 2725$ N/m^2 sopravento per il cestello in sommità

7.6. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con

le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.
A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite definiti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.
Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
$V_R = V_N \cdot C_u$

La vita nominale dell'opera è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

La classe d'uso assunta è la II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC.

TAB. 7.2 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (TABELLA 2.4.II DELLE NTC)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:
$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:
$P_{VR}(SLV) = 10\%$
$P_{VR}(SLD) = 63\%$

I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 475 \text{ anni}$$

$$T_R(SLD) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 50 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576, conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	**T_r**	**a_g**	**F_0**	T^*_c
10	475	0.058	2.608	0.307
63	50	0.025	2.540	0.188

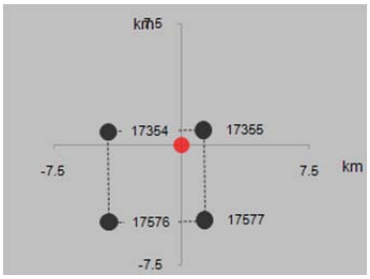


FIG. 7.1 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso ottenuti

dalla relazione MI010P-PE-G-G-R-1208. Si rimanda alla medesima relazione per una descrizione più dettagliata dei risultati ottenuti.

TAB. 7.3 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		Tr=975 anni	
T,s	Sa, g	T,s	Sa, g
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

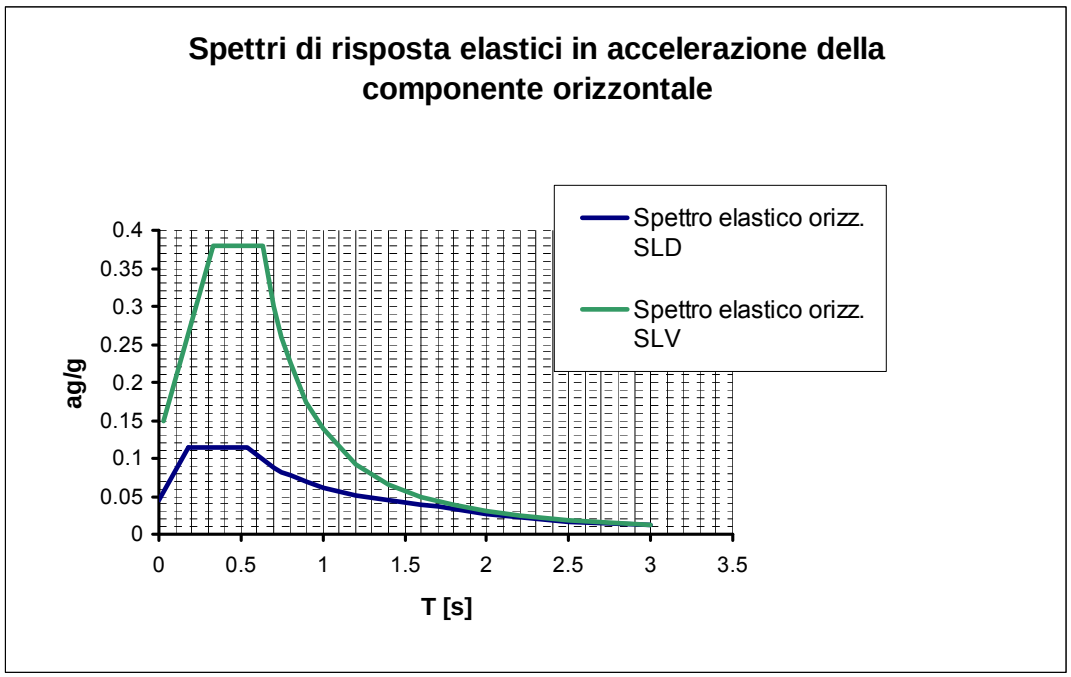


FIG. 7.2 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Si considera la non completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$q = q_0 K_R$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Nei calcoli sismici svolti per lo studio del modello del reefer rack si assume dunque $K_R = 0.8$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, si assume un valore di pari 2.0.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura

$q = q_0 K_R = 2.0 * 0.8 = 1.6$.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite di vita, di danno e di collasso.

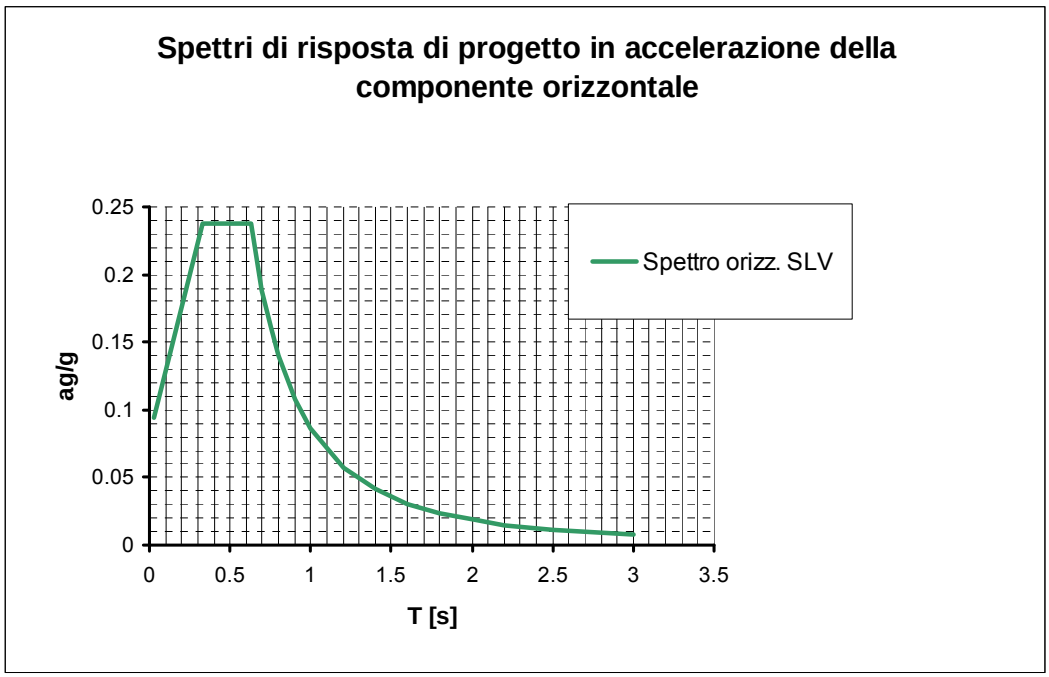


FIG. 7.3 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

8. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto $\psi * \gamma$ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite.

8.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2

Situazioni persistenti e transitorie (STR):
Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,4}$=0,6
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,5	$\psi_{0,5}$=0,7
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,5	$\psi_{0,6}$=1,0

Situazioni di progetto sismiche
Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLV	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,6}$=0,8
8	Sisma	Sismico	γ_E=1,0	γ_E=1,0

Situazioni di progetto eccezionali

Combinazioni delle azioni in condizioni eccezionali:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI ECCEZIONALI	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,6}$=0,8
8	Urti	Eccezionale	γ_A=1,0	γ_A=1,0

8.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2

Situazioni persistenti e transitorie (GEO)

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,4}$=0,6
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,3	$\psi_{0,5}$=0,7
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,3	$\psi_{0,6}$=1,0

Situazioni di progetto sismiche

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLV	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,6}$=0,8
8	Sisma	Sismico	γ_E=1,0	γ_E=1,0

Situazioni di progetto eccezionali

Combinazioni delle azioni in condizioni eccezionali:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI ECCEZIONALI	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,6}$=0,8
8	Urti	Eccezionale	γ_A=1,0	γ_A=1,0

8.3. Stato limite ultimo: EQU

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU (EQU)	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,1	γ_G=0,9
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,4}$=0,6
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,5	$\psi_{0,5}$=0,7
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,5	$\psi_{0,6}$=1,0

8.4. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,4}$=0,6
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{0,5}$=0,7
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{0,6}$=1,0

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE FREQ.	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,5 $\psi_{2,1}$=0,3
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,2}$=0,2 $\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,3}$=0,2 $\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,4}$=0,5 $\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{1,5}$=0,7 $\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{1,6}$=0,9 $\psi_{2,6}$=0,8

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE Q.P	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,3
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
6	Sovraccarichi accidentali (gru)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,5}$=0,6
7	Sovraccarichi accidentali (container)	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,6}$=0,8

9. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Le verifiche verranno condotte applicando:

- l'**Approccio 1 comb. 2 (A2+M1/M2+R2)** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
- il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A2" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;
- i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno (fondazioni profonde);
- i coefficienti parziali del set M2 per i parametri geotecnici del terreno (fondazioni superficiali);
- il set R2 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

- l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
- il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A1" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;
- i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno, tutti pari a 1.0;
- il set R3 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

TAB. 9.1 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TAB. 6.4.I DELLE NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti SAP2000 ver. 16.1.1.

Nei paragrafi successivi verranno analizzate le fondazioni nel dettaglio.

9.1. Trave fondazione rotaia

La fondazione in oggetto consiste in una trave di fondazione su suolo elastico a T rovescio avente la suola di altezza 0.5 m e base 1.6 m e l'anima di altezza 0.9 m e larghezza 0.8 m. La trave di fondazione ha una lunghezza totale di circa 560 m ed è giuntata all'incirca ogni 50 m da un giunto di dilatazione di 3 cm.
In ogni giunto, per garantire la continuità strutturale ed evitare cedimenti differenziali, è previsto un collegamento a taglio mediante connettori.
Nel senso trasversale invece le travi sono collegate tramite cordoli distanziatori di irrigidimento che servono per garantire un interasse costante delle travi, e quindi anche delle rotaie, che devono mantenersi parallele nel tempo.
Inoltre in prossimità dei gate, e quindi alle estremità delle travi, sono presenti dei ringrossi per la riservazione dei pins (connettori anti uragano) e l'alloggio dei jack up points (punti adibiti per il sollevamento delle gru).
Nelle figure seguenti si rappresentano la planimetria delle travi e le sezioni tipo.

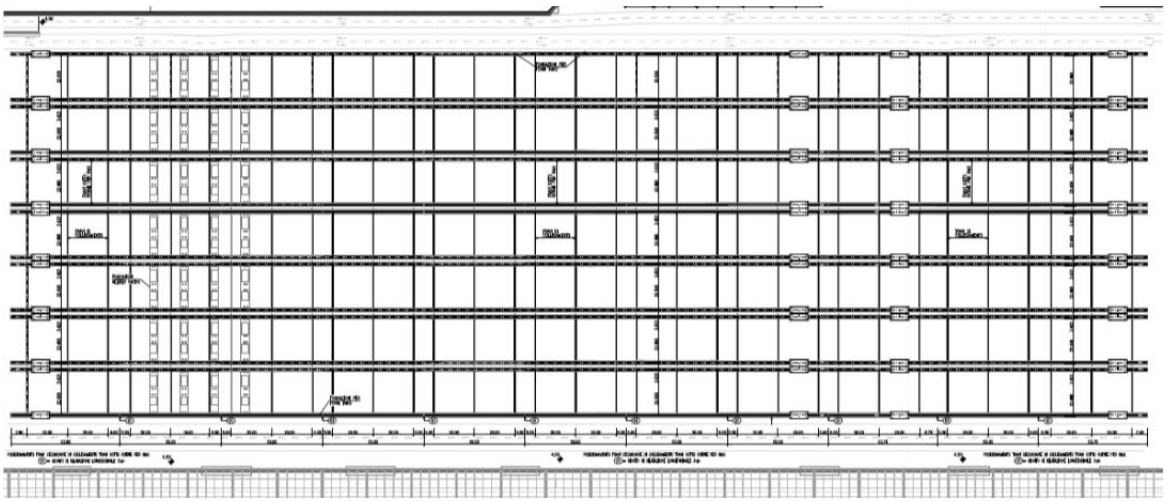


FIG. 9.1 - PLANIMETRIA TRAVI ROTAIA DI FONDAZIONE

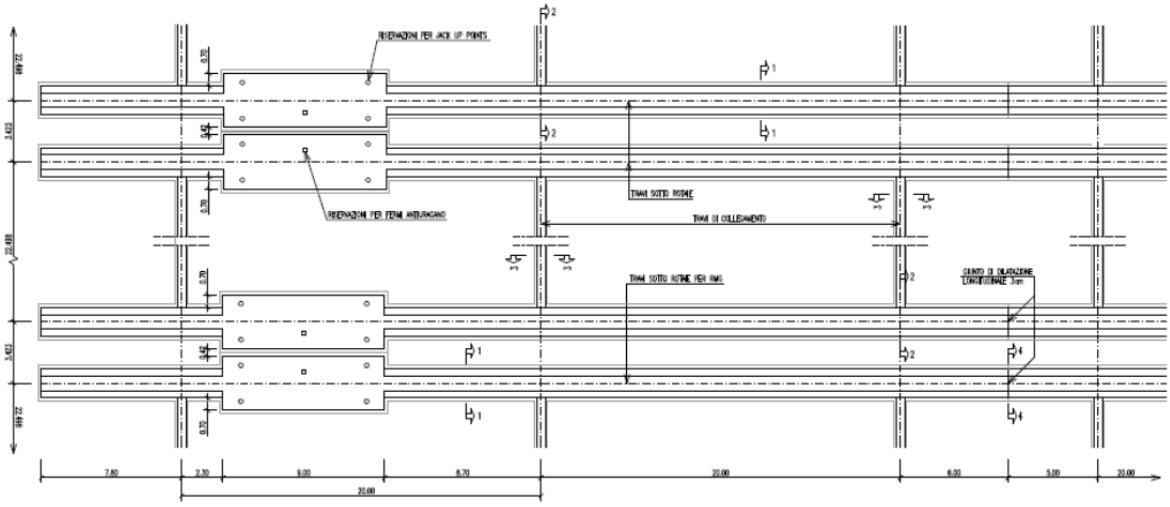


FIG. 9.2 - PLANIMETRIA TRAVI ROTAIA DI FONDAZIONE – BLOCCO TIPOLOGICO

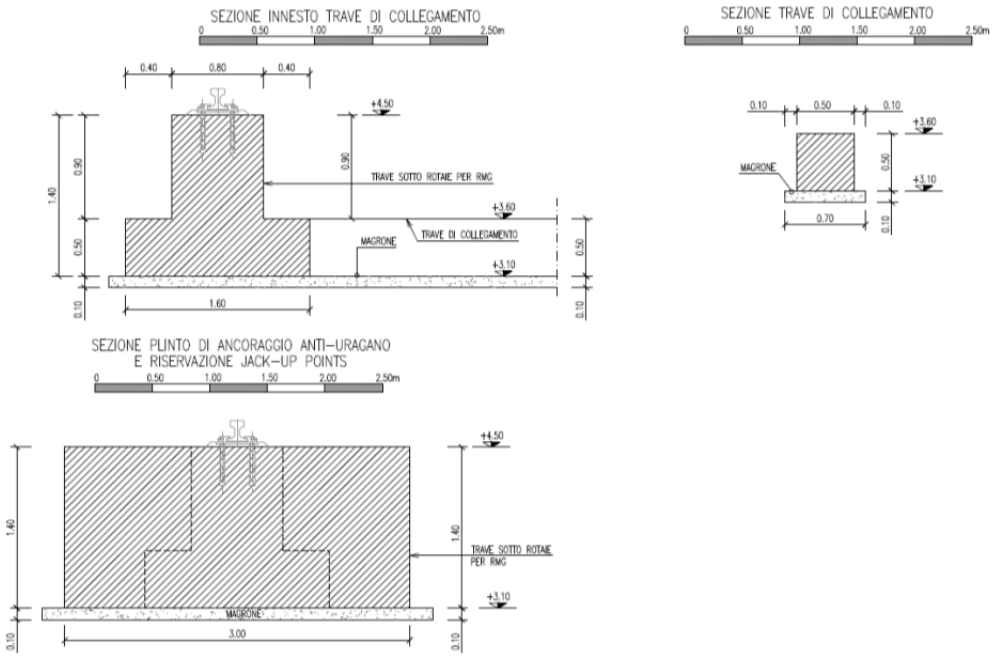


FIG. 9.3 - SEZIONI TIPOLOGICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

9.1.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi

Il modello di calcolo agli elementi finiti è stato realizzato modellando due blocchi di travi adiacenti collegate con i cordoli di collegamento.

Il modello è costituito da elementi tipo *frame* per la modellazione delle travi e dei cordoli.
Si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari (k = 20000 KN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, su tutti i nodi delle travi rovesce e delle travi di collegamento in fondazione, e reagenti a compressione e trazione in direzione orizzontale con un valore della costante elastica pari alla metà della componente verticale.

Mediante *rigid link* è stato modellato il collegamento tra due travi nel giunto a simulare il comportamento dei connettori a taglio; tale link permette lo scorrimento longitudinale mentre blocca quello verticale e trasversale tra le travi.

I carichi, provenienti dalle tabelle di cui al paragrafo 7.3.1, sono stati assegnati localmente ai *joints* in cui è stata discretizzata la trave. I cordoli di collegamento invece sono soggetti ad un carico lineare dovuto alla presenza di container nell'area tra le rotaie.

Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato e le diverse condizioni di carico applicate.

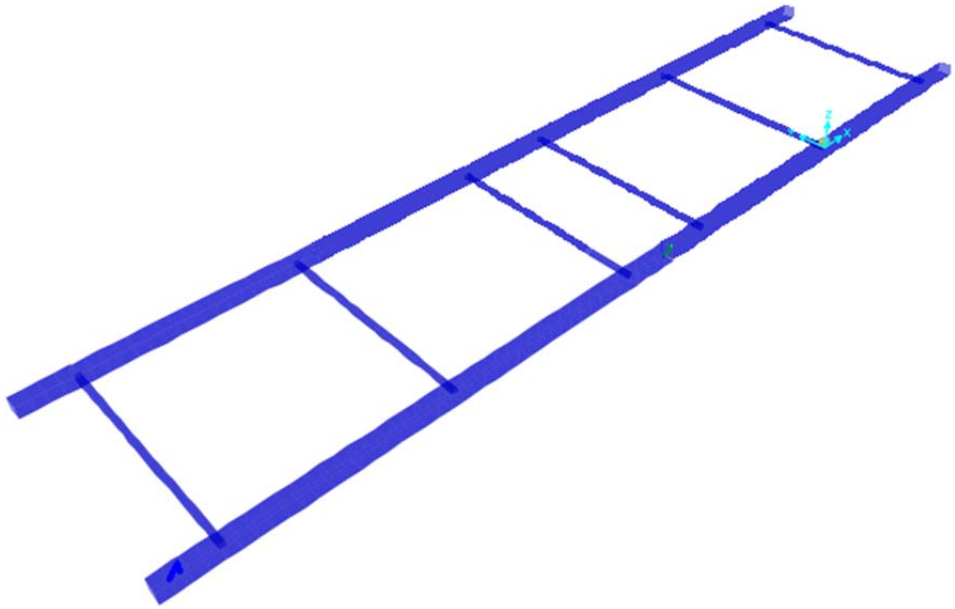


FIG. 9.4 - MODELLO 3D DELLE FONDAZIONI TRAVE ROTAIA

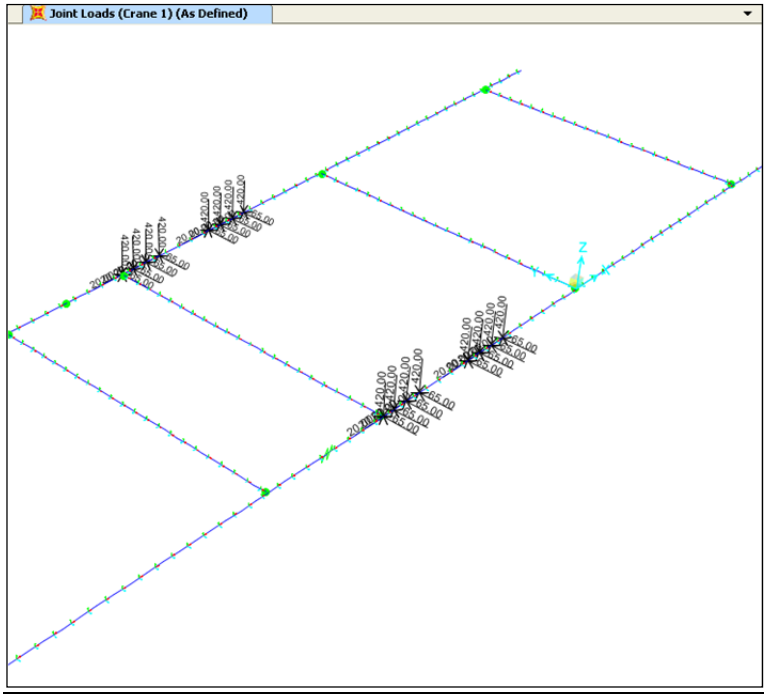


FIG. 9.5 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 1 ($Q_{CRANE-1}$)

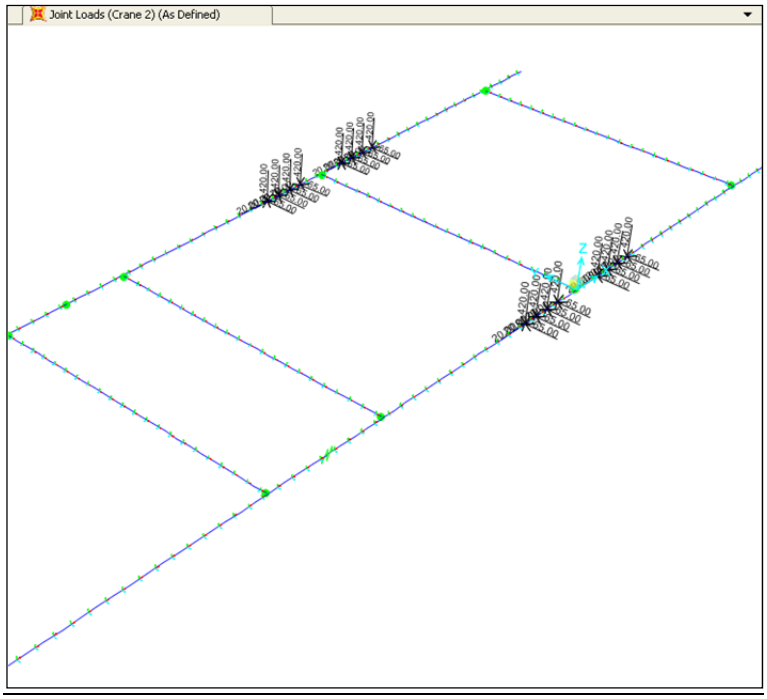


FIG. 9.6 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 2 ($Q_{CRANE-2}$)

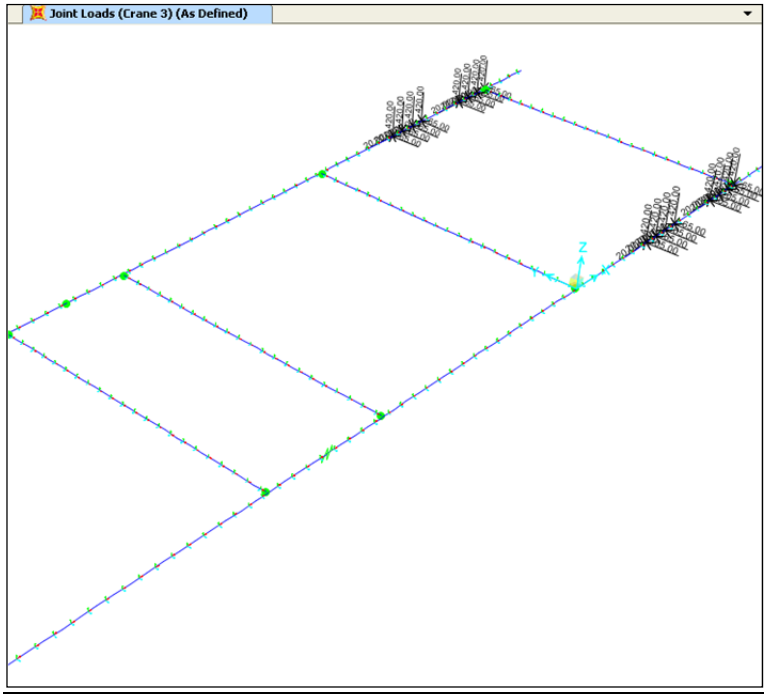


FIG. 9.7 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 3 ($Q_{CRANE-3}$)

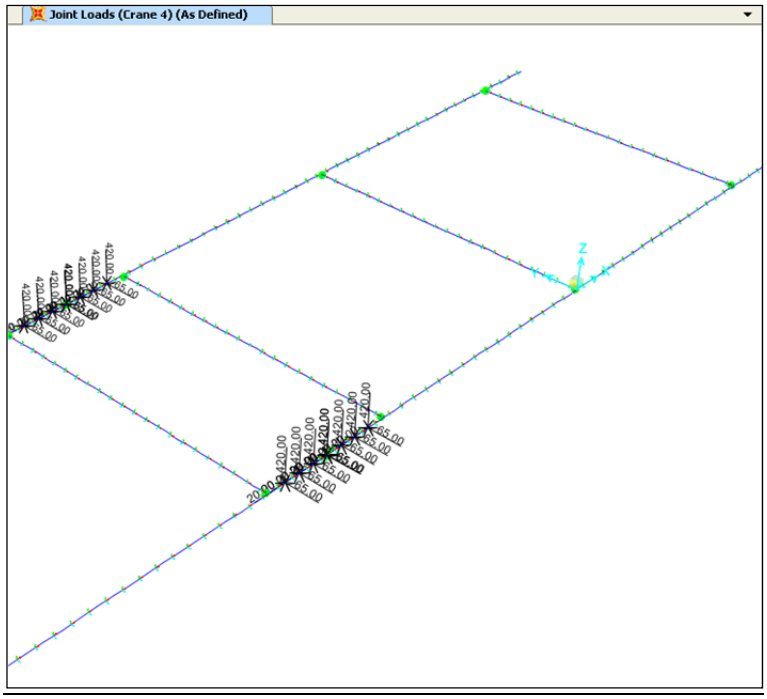


FIG. 9.8 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 4 ($Q_{CRANE-4}$)

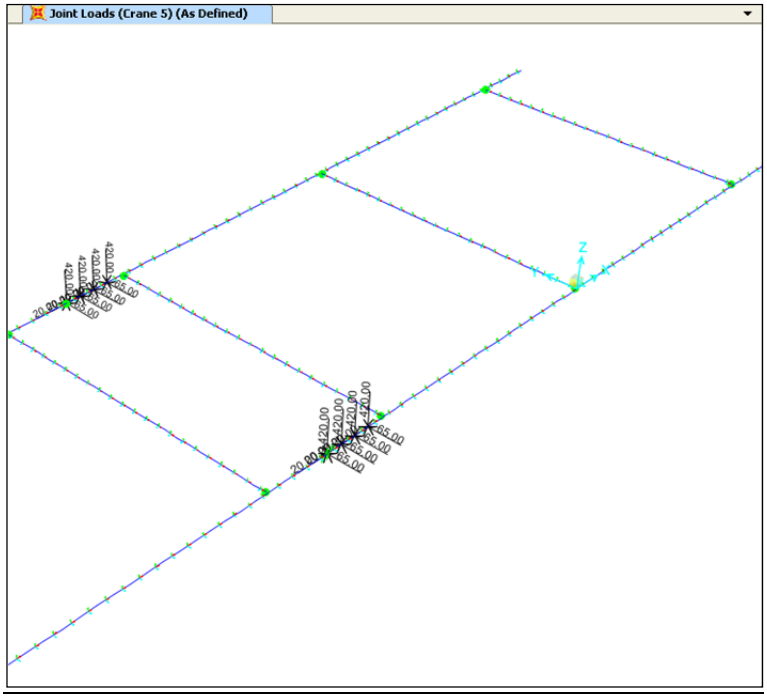


FIG. 9.9 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 5 ($Q_{CRANE-5}$)

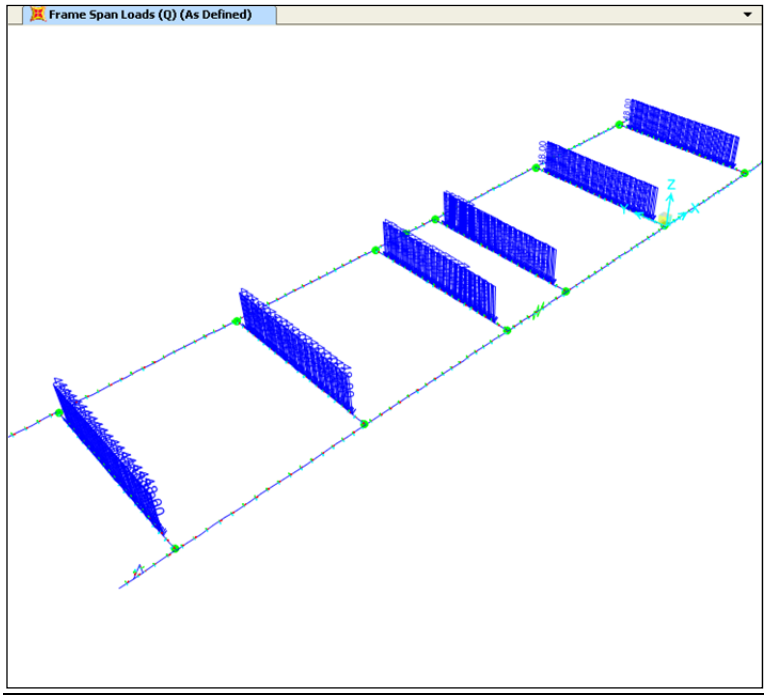


FIG. 9.10 - TRAVE ROTAIA – CARICO SU CORDOLI (Q_1)

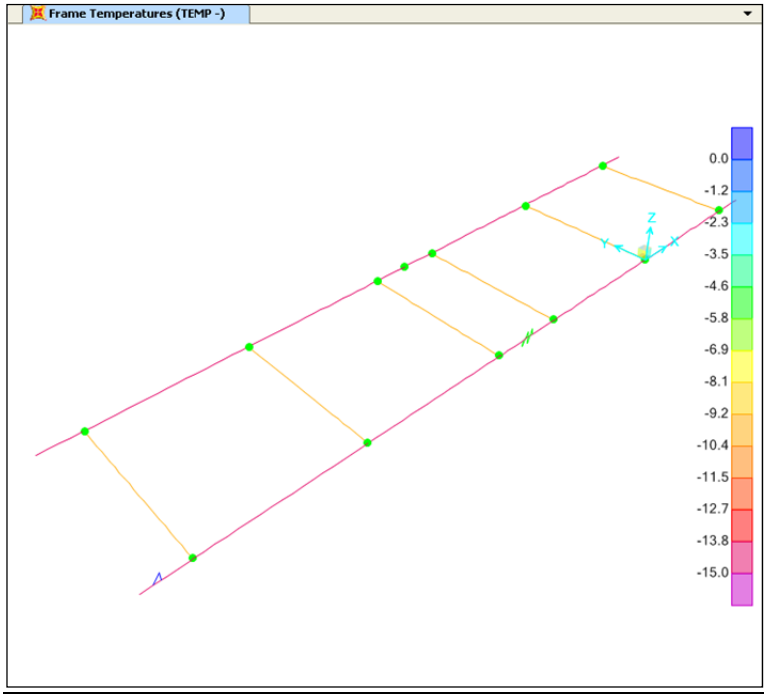


FIG. 9.11 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO COSTANTE NEGATIVO (Q_2)

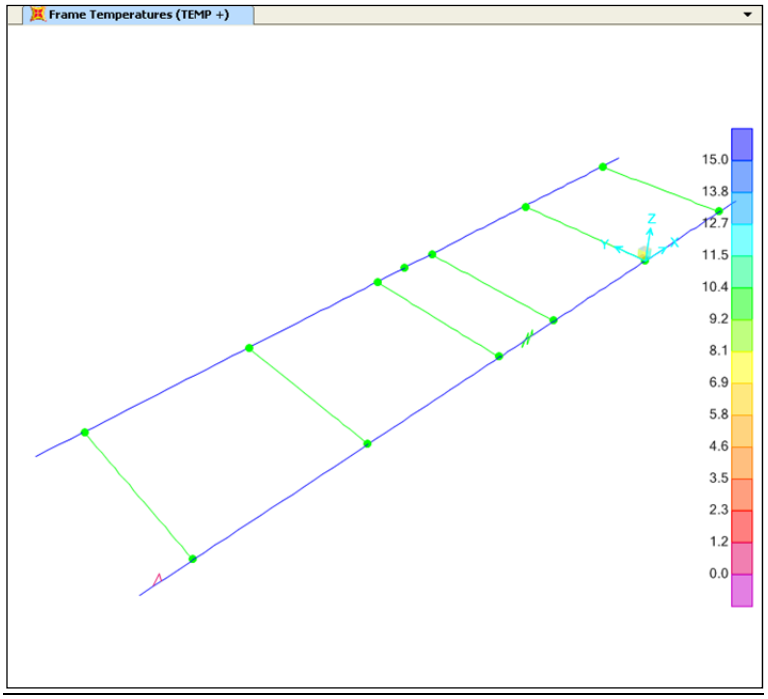


FIG. 9.12 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO COSTANTE POSITIVO (Q_2)

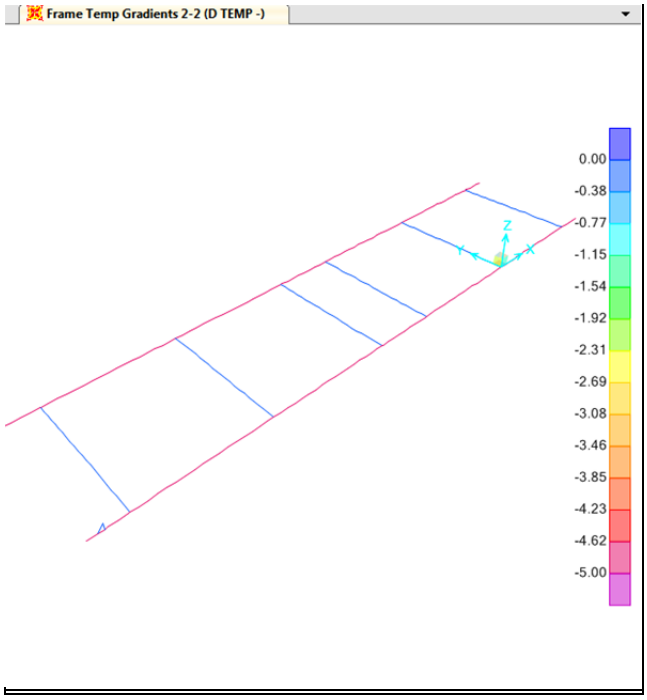


FIG. 9.13 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO A FARFALLA NEGATIVO (Q_2)

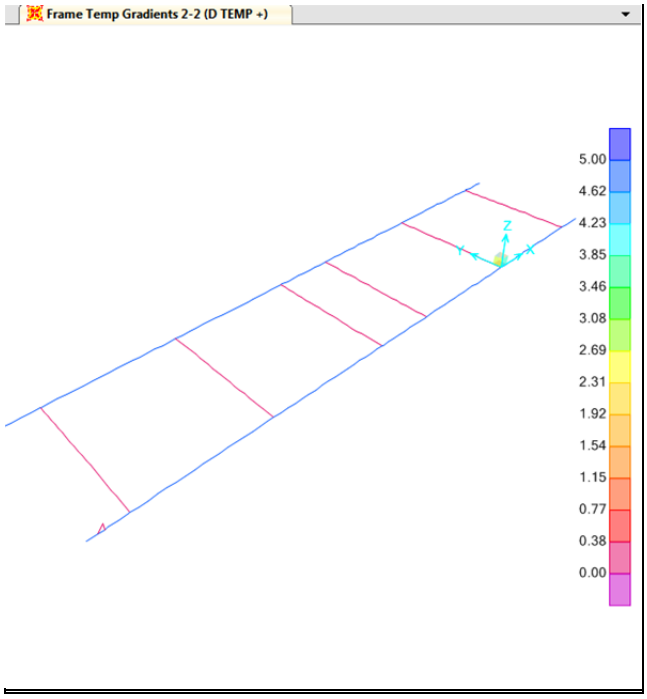


FIG. 9.14 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO A FARFALLA POSITIVO (Q_2)

Di seguito si riportano in tabella le combinazioni di carico agli stati limite ultimi impiegate nell'analisi.

Combinazioni	G_1	Q_1	$Q_{crane\ 1}$	$Q_{crane\ 2}$	$Q_{crane\ 3}$	$Q_{crane\ 4}$	$Q_{crane\ 5}$	Q_2
	Permanenti	Acc. Container	Accidentale gru					Temp.
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
SLU 2	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0	0.9
SLU 3	1.3	1.5	0	0	1.5	0	0	0.9
SLU 4	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0.9
SLU 5	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0.9
SLU 6	1.3	1.5	0	0	0	1.5	0	0.9
SLU 7	1.3	1.5	1.5	0	0	1.5	0	0.9
SLU 8	1.3	1.5	0	0	0	0	1.5	0.9

TAB. 9.2 - COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (STR)

Combinazioni	G_1	Q_1	$Q_{crane\ 1}$	$Q_{crane\ 2}$	$Q_{crane\ 3}$	$Q_{crane\ 4}$	$Q_{crane\ 5}$	Q_2
	Permanenti	Acc. Container	Accidentale gru					Temp.
SLU 1	1	1.3	1.3	0	0	0	0	0.8
SLU 2	1	1.3	0	1.3	0	0	0	0.8
SLU 3	1	1.3	0	0	1.3	0	0	0.8
SLU 4	1	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0.8
SLU 5	1	1.3	1.3	0	1.3	0	0	0.8
SLU 6	1	1.3	0	0	0	1.3	0	0.8
SLU 7	1	1.3	1.3	0	0	1.3	0	0.8
SLU 8	1	1.3	0	0	0	0	1.3	0.8

TAB. 9.3 - COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (GEO)

Combinazioni	G_1	Q_1	$Q_{crane\ 1}$	$Q_{crane\ 2}$	$Q_{crane\ 3}$	$Q_{crane\ 4}$	$Q_{crane\ 5}$	Q_2
	Permanenti	Acc. Container	Accidentale gru					Temp.
SLV 1	1	0.8	0.6	0	0	0	0	0
SLV 2	1	0.8	0	0.6	0	0	0	0
SLV 3	1	0.8	0	0	0.6	0	0	0
SLV 4	1	0.8	0.6	0.6	0	0	0	0
SLV 5	1	0.8	0.6	0	0.6	0	0	0
SLV 6	1	0.8	0	0	0	0.6	0	0
SLV 7	1	0.8	0.6	0	0	0.6	0	0
SLV 8	1	0.8	0	0	0	0	0.6	0

TAB. 9.4 - COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI VITA (SLV)

Le combinazioni sismiche sono state trascurate nelle verifiche in quanto meno influenti rispetto alle combinazioni agli stati limite ultimi (STR e GEO).

Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massimi sulla trave di fondazione.

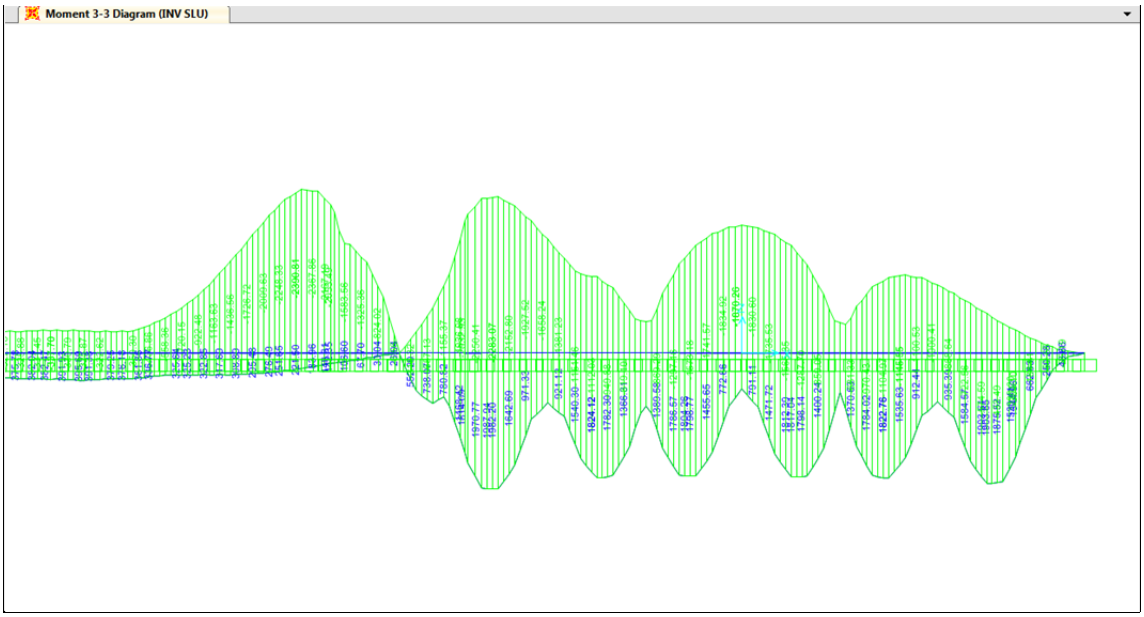


FIG. 9.15 - COMBINAZIONE INV SLU: MOMENTO FLETTENTE NELLA TRAVE

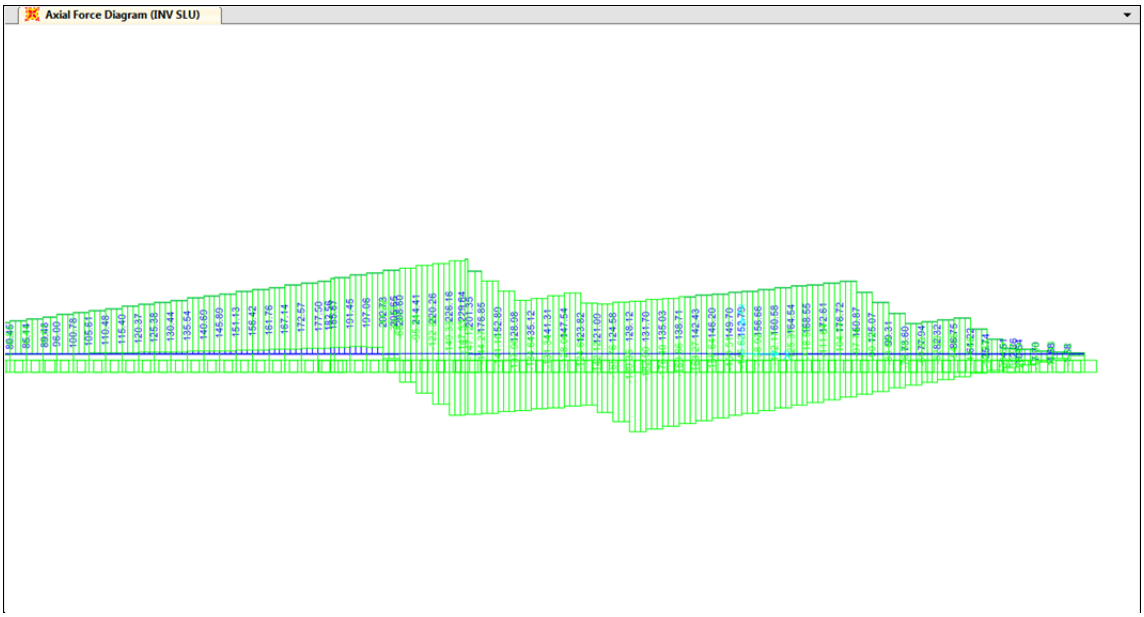


FIG. 9.16 - COMBINAZIONE INV SLU: SFORZO ASSIALE NELLA TRAVE

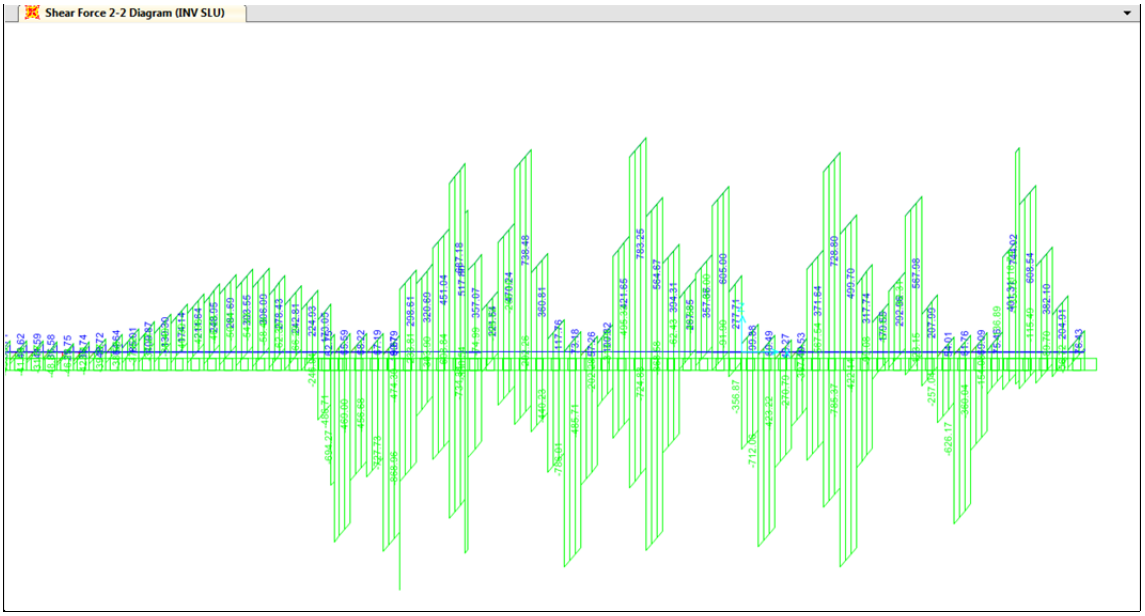


FIG. 9.17 - COMBINAZIONE INV SLU: TAGLIO NELLA TRAVE

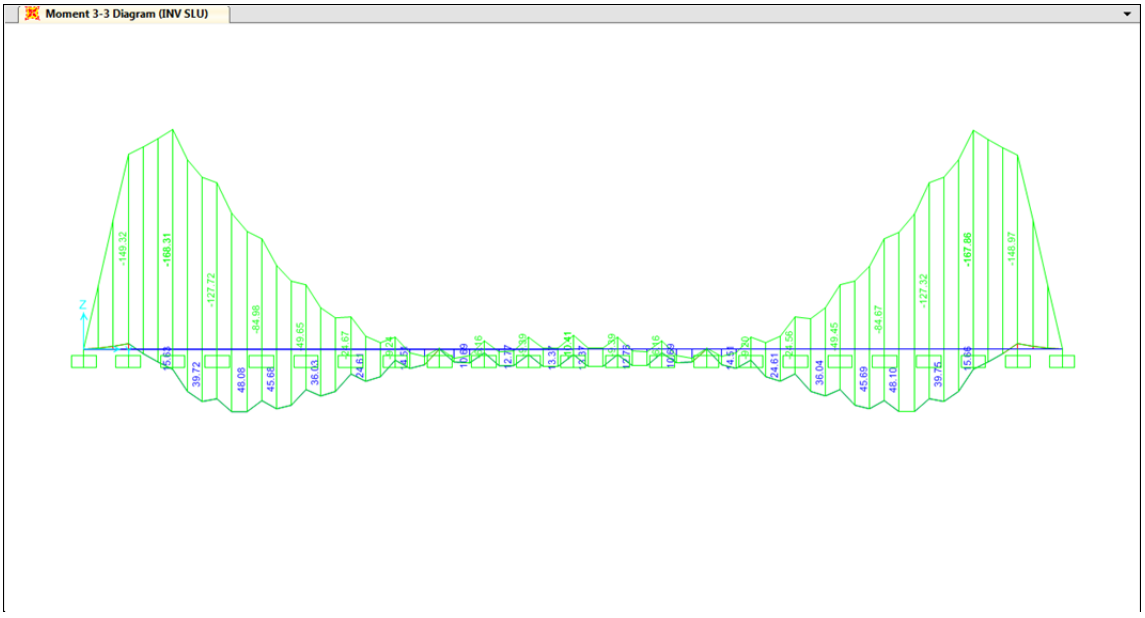


FIG. 9.18 - COMBINAZIONE INV SLU: MOMENTO FLETTENTE NEL CORDOLO

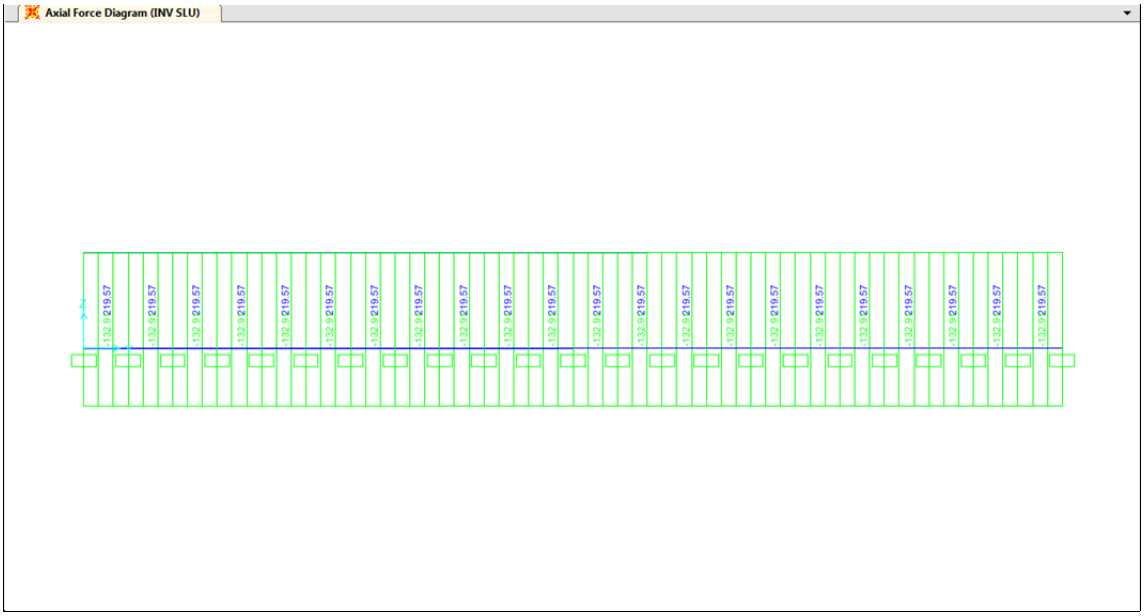


FIG. 9.19 - COMBINAZIONE INV SLU: SFORZO ASSIALE NEL CORDOLO

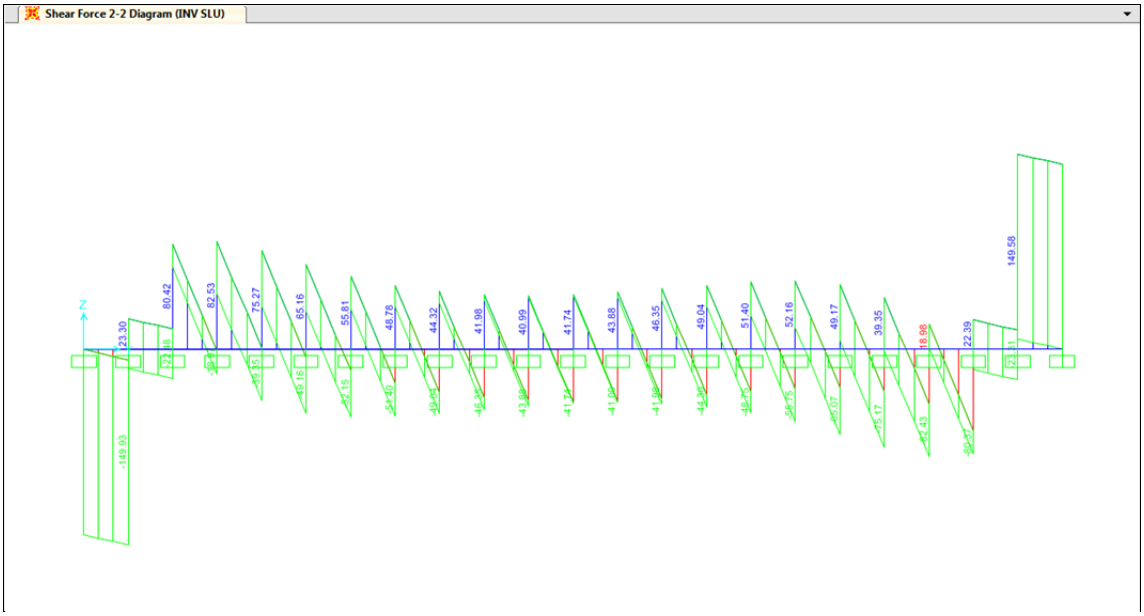


FIG. 9.20 - COMBINAZIONE INV SLU: TAGLIO NEL CORDOLO

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute nella trave in c.a. per le diverse combinazioni.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
258	0	SLU 1	LinStatic	66.214	-50.267	-52.086	-36.6988	-304.048
258	0	SLU 2	LinStatic	66.266	-65.011	-55.427	58.6114	-186.4213
258	0	SLU 3	LinStatic	66.146	-61.356	-54.542	33.9758	-215.5772
258	0	SLU 4	LinStatic	172.575	-53.555	-54.169	-5.2036	-277.8168
258	0	SLU 5	LinStatic	172.455	-49.9	-53.283	-29.8392	-306.9727
258	0	SLU 6	LinStatic	64.003	-66.291	-85.975	-447.7352	-2299.4154
258	0	SLU 7	LinStatic	170.312	-54.835	-84.717	-511.5502	-2390.8109
258	0	SLU 8	LinStatic	13.196	92.827	-42.992	-275.6859	-1445.6512
258	0	SLU 9	LinStatic	66.214	10.722	-52.086	-36.6988	103.8708
258	0	SLU 10	LinStatic	66.266	-4.022	-55.427	58.6114	221.4975
258	0	SLU 11	LinStatic	66.146	-0.367	-54.542	33.9758	192.3416
258	0	SLU 12	LinStatic	172.575	7.434	-54.169	-5.2036	130.102
258	0	SLU 13	LinStatic	172.455	11.089	-53.283	-29.8392	100.9461
258	0	SLU 14	LinStatic	64.003	-5.302	-85.975	-447.7352	-1891.4966
258	0	SLU 15	LinStatic	170.312	6.154	-84.717	-511.5502	-1982.8921
258	0	SLU 16	LinStatic	13.196	153.816	-42.992	-275.6859	-1037.7324

TAB. 9.5 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI MASSIME M3 NELLA TRAVE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
39	0	SLU 1	LinStatic	-4.959	-544.827	-59.132	179.0921	298.303
39	0	SLU 2	LinStatic	114.254	1.498	-0.029	-301.0618	-1106.6552
39	0	SLU 3	LinStatic	113.974	-18.973	17.001	-121.428	-263.6658
39	0	SLU 4	LinStatic	147.541	-515.216	-67.136	-14.7633	-512.7713
39	0	SLU 5	LinStatic	147.261	-535.687	-50.106	164.8705	330.218
39	0	SLU 6	LinStatic	-128.002	-253.161	-34.883	-478.3182	-1381.2313
39	0	SLU 7	LinStatic	-94.715	-769.875	-101.99	-192.0197	-787.3475
39	0	SLU 8	LinStatic	-81.818	-132.364	-6.203	-296.3591	-961.0262
39	0	SLU 9	LinStatic	-4.959	-560.965	-59.132	179.0921	889.2069
39	0	SLU 10	LinStatic	114.254	-14.64	-0.029	-301.0618	-515.7513
39	0	SLU 11	LinStatic	113.974	-35.111	17.001	-121.428	327.238
39	0	SLU 12	LinStatic	147.541	-531.354	-67.136	-14.7633	78.1325
39	0	SLU 13	LinStatic	147.261	-551.825	-50.106	164.8705	921.1218
39	0	SLU 14	LinStatic	-128.002	-269.299	-34.883	-478.3182	-790.3275
39	0	SLU 15	LinStatic	-94.715	-786.012	-101.99	-192.0197	-196.4437
39	0	SLU 16	LinStatic	-81.818	-148.502	-6.203	-296.3591	-370.1224

TAB. 9.6 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO MASSIME V2 NELLA TRAVE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
34	0	SLU 1	LinStatic	38.783	19.731	45.973	550.2681	1607.4666
34	0	SLU 2	LinStatic	97.982	77.296	75.579	-12.661	-460.2792
34	0	SLU 3	LinStatic	97.717	-14.585	55.038	100.7805	-161.0745
34	0	SLU 4	LinStatic	176.849	106.925	68.74	449.7919	1331.1501
34	0	SLU 5	LinStatic	176.584	15.044	48.199	563.2333	1630.3548
34	0	SLU 6	LinStatic	-144.265	-8.623	85.004	-344.567	-2250.4081
34	0	SLU 7	LinStatic	-65.398	21.007	78.165	117.8859	-458.9788
34	0	SLU 8	LinStatic	-90.869	149.957	97.264	-18.566	-829.6674
34	0	SLU 9	LinStatic	38.783	-40.676	45.973	550.2681	1947.8783
34	0	SLU 10	LinStatic	97.982	16.888	75.579	-12.661	-119.8675
34	0	SLU 11	LinStatic	97.717	-74.993	55.038	100.7805	179.3373
34	0	SLU 12	LinStatic	176.849	46.518	68.74	449.7919	1671.5618
34	0	SLU 13	LinStatic	176.584	-45.363	48.199	563.2333	1970.7666
34	0	SLU 14	LinStatic	-144.265	-69.03	85.004	-344.567	-1909.9964
34	0	SLU 15	LinStatic	-65.398	-39.401	78.165	117.8859	-118.5671
34	0	SLU 16	LinStatic	-90.869	89.549	97.264	-18.566	-489.2557

TAB. 9.7 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI MASSIME N NELLA TRAVE

OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU 1	LinStatic	-212.547	-80	-11.834	-0.0117	-5.2827	-77.6858
SLU 2	LinStatic	-122.617	-8	-15.433	-0.0047	1.7835	15.2379
SLU 3	LinStatic	-120.648	-12	-16.356	-0.004	3.9227	10.8529
SLU 4	LinStatic	-214.199	-74	-50.126	-0.0123	3.4238	-73.3595
SLU 5	LinStatic	-212.23	-78	-51.049	-0.0116	5.5631	-77.7446
SLU 6	LinStatic	-212.981	-79	-6.074	0.0377	15.5455	-79.402
SLU 7	LinStatic	-304.564	-150	-40.767	0.0301	17.1858	-167.9994
SLU 8	LinStatic	-178.291	-60	-1.43	0.0456	6.5969	-50.8991

TAB. 9.8 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME NEL CORDOLO

Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime ottenute in fondazione.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
6	INV SLU A1	Combinat	Max	805	335.51	3.36
6	INV SLU A2	Combinat	Max	691	288.09	2.88
6	INV RARA	Combinat	Max	544	226.65	2.27
6	INV QP	Combinat	Max	398	165.89	1.66
6	INV FREQ	Combinat	Max	342	142.50	1.42

TAB. 9.9 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE PER I DIVERSI INVILUPPI

OutputCas	CaseType	P	V2	V3
SLU 1	LinStatic	0	-66.147	-34.815
SLU 2	LinStatic	0	18.124	11.004
SLU 3	LinStatic	0	-2.351	-0.689
SLU 4	LinStatic	0	-47.718	-23.801
SLU 5	LinStatic	0	-68.193	-35.493
SLU 6	LinStatic	0	6.074	1.069
SLU 7	LinStatic	0	-59.768	-33.736
SLU 8	LinStatic	0	-862.93	-146.048
SLU 9	LinStatic	0	-65.516	-34.815
SLU 10	LinStatic	0	18.755	11.004
SLU 11	LinStatic	0	-1.72	-0.689
SLU 12	LinStatic	0	-47.087	-23.801
SLU 13	LinStatic	0	-67.562	-35.493
SLU 14	LinStatic	0	6.705	1.069
SLU 15	LinStatic	0	-59.137	-33.736
SLU 16	LinStatic	0	-862.299	-146.048

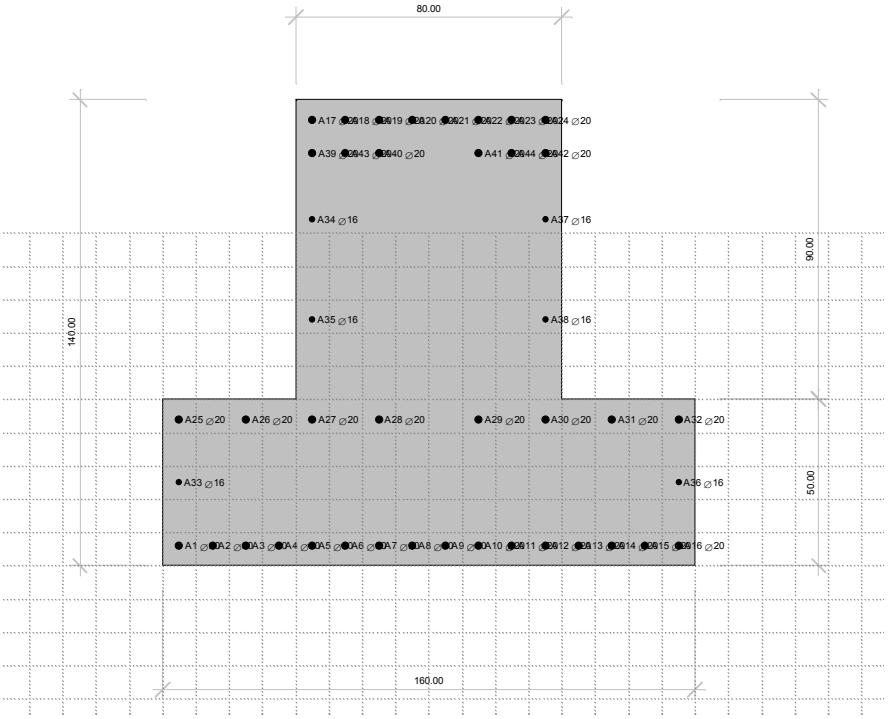
TAB. 9.10 - TABELLA DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI A TAGLIO IN PRESENZA DEI GIUNTI

9.1.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

9.1.2.1 Trave rotaia di fondazione

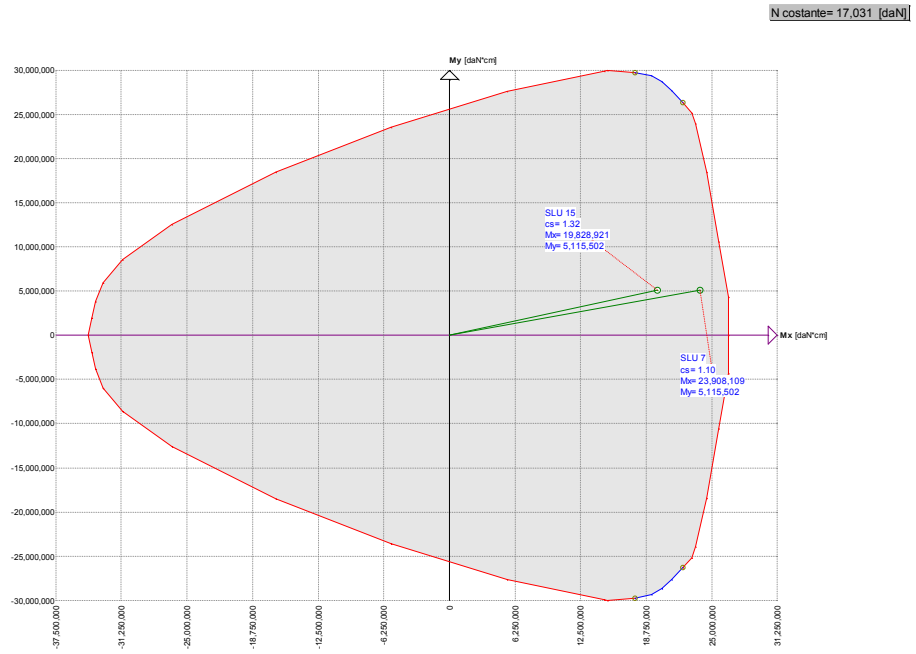
Sezione corrente B=160 cm

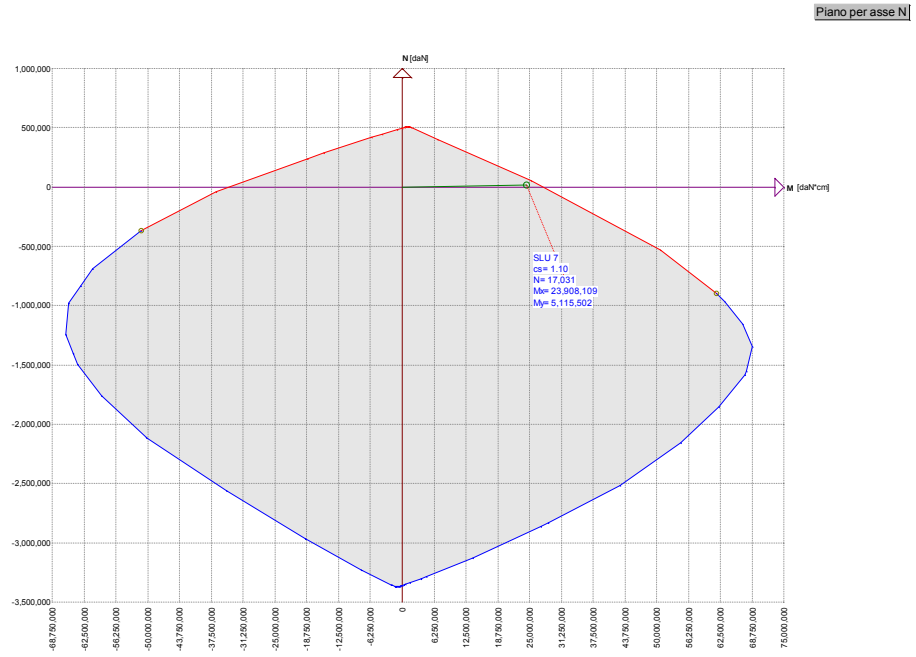
La trave di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta 16ϕ20 come armatura resistente inferiore, 14ϕ20 come armatura resistente superiore, 8ϕ20 come armatura estradosso suola e 3+3ϕ16 come armatura laterale. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:





Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-7, sono pari a:
N = 170.5 kN

M_x = 2390 kNm

M_y = 511 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.10.

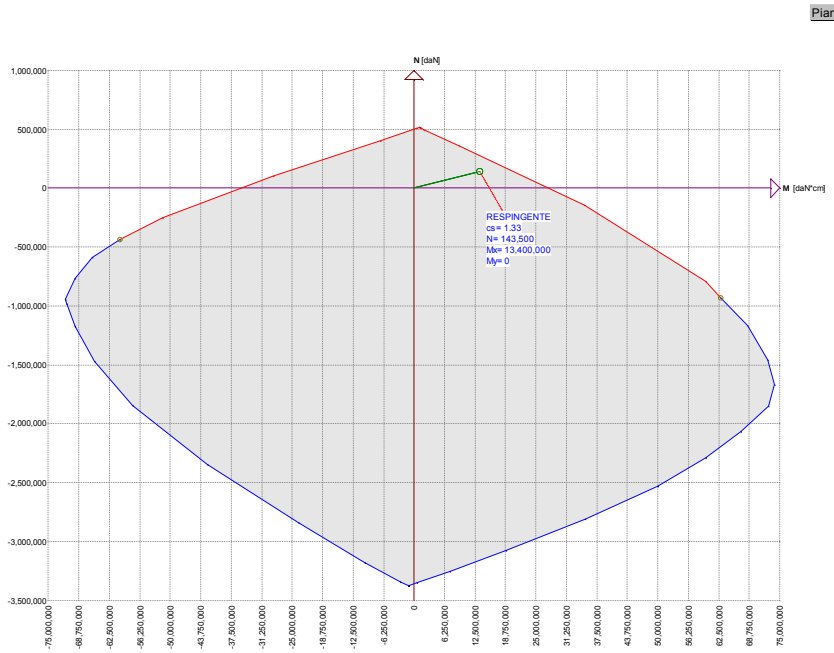
La sezione è pertanto verificata.

Le sollecitazioni di calcolo in prossimità del respingente risultano:

N = 1435 kN

M = 1340 kN

V = 1435 kN



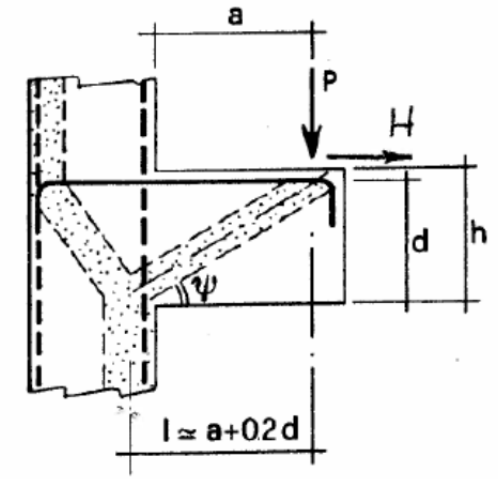
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.33.

La sezione è pertanto verificata.

Verifica della mensola di fondazione

La suola di fondazione è armata con staffe ϕ14/20 copriferro 5 cm

Si verifica la fondazione con schema a mensola tirante-puntone.



Si ipotizza agente sul plinto una forza pari alla tensione media sul terreno dovuta alla concomitanza tra carichi verticali ed orizzontali.

F_{sd} = σ*B/2 = (620+500)/2*1.6/2 = 448 kN/m

a = 20 cm

h = 50 cm

λ = cotg ψ = 0,58

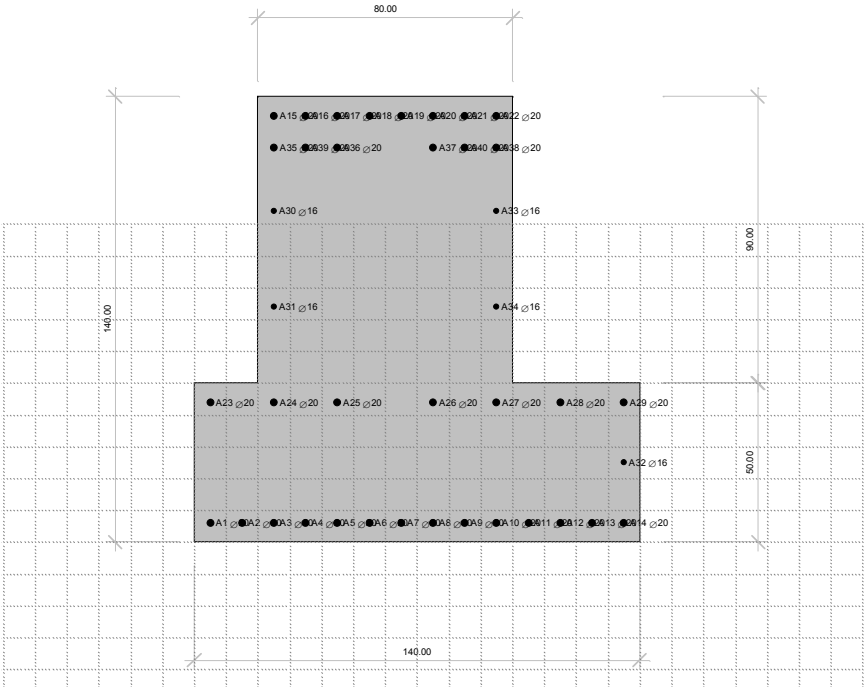
ψ = 60°

La resistenza a trazione del tirante risulta:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 520kN/m > F_{Sd}$$

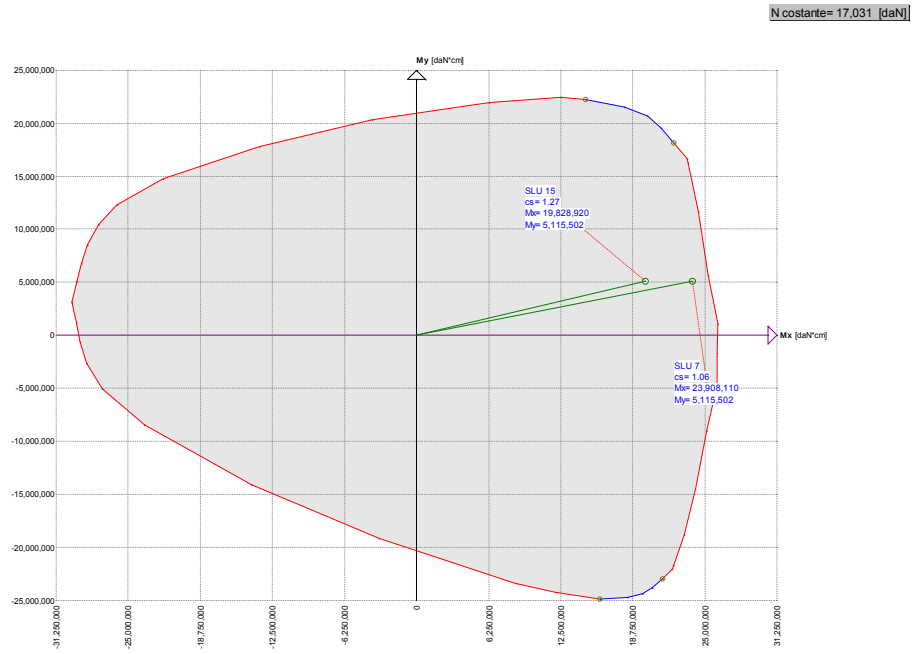
<u>Sezione ridotta B=140 cm</u>

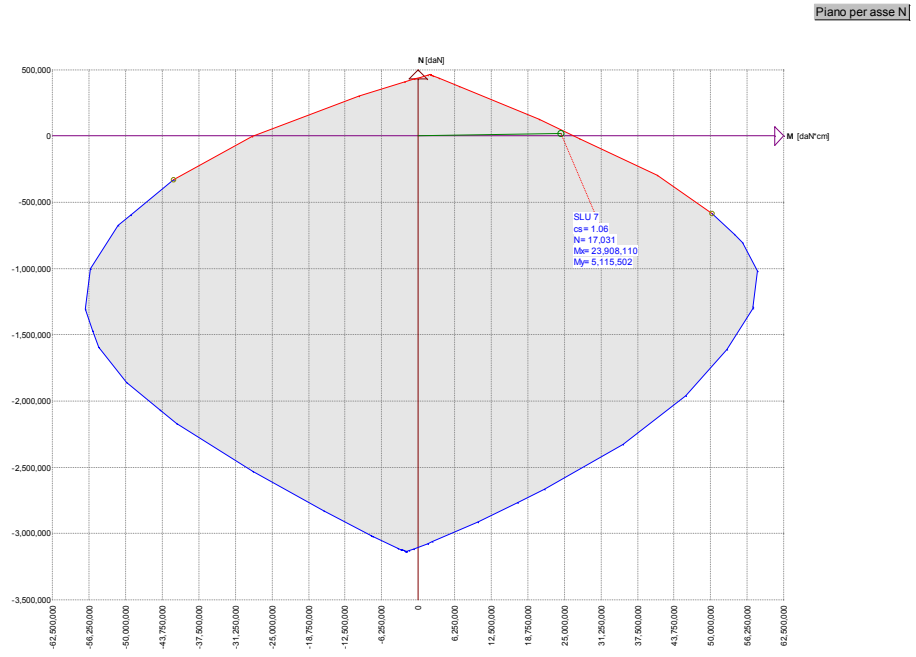
La trave di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta 14ϕ20 come armatura resistente inferiore, 14ϕ20 come armatura resistente superiore, 7ϕ20 come armatura estradosso suola e 3+3ϕ16 come armatura laterale. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:





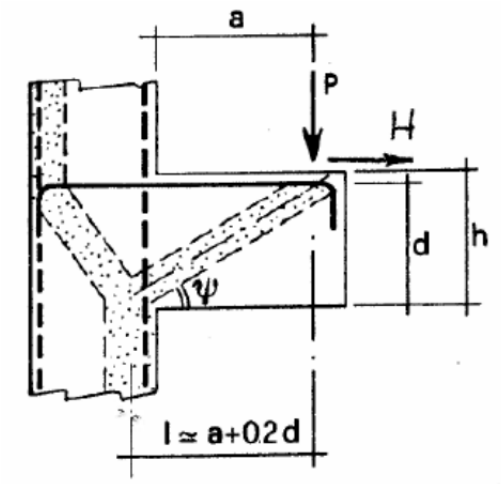
Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-7, sono pari a:
N = 170.5 kN

M_x = 2390 kNm
M_y = 511 kNm
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06.
La sezione è pertanto verificata.

Verifica della mensola di fondazione

La suola di fondazione è armata con staffe ϕ16/20 copriferro 5 cm

Si verifica la fondazione con schema a mensola tirante-puntone.



Si ipotizza agente sul plinto una forza pari alla tensione media sul terreno dovuta alla concomitanza tra carichi verticali ed orizzontali.
F_{sd} = σ*B/2 = (1040+740)/2*1.4/2 = 623 kN/m
a = 20 cm
h = 50 cm
λ = cotg ψ = 0,57
ψ = 60°
La resistenza a trazione del tirante risulta:

$$P_{Rd} = \frac{(As \cdot f_{yd} - H)}{\lambda} = 677kN/m > F_{Sd}$$

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo sulla trave, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-15, è:

V_{sd} = -786 kN

Il valore del taglio massimo in prossimità del respingente è:

V_{sd} = -1435 kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 80 cm, h = 140 cm, armata a taglio con ϕ10/20 a 4 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1400 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1350 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4396 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-94 kN	σcp	-0.084 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.385				
vmin	0.323				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 409 kN
VRd min = 335 kN

Se VEd > 409 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	4		
ϕstaffa	10 mm		
Asw	314 mm²		
s	200 mm	passo delle staffe	(s max = 1080 mm =
ρw	0.0020	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**1215 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 3707 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 15.28 °
cot(TETA) 3.66 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi

VRsd = 2734 kN (VRsd max: 2734 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 747 kN (VRsd max: 5379 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1867 kN (VRsd max: 3710 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1867 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 3039 kN

VRd = 1867 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.52 m

La sezione risulta verificata.

Verifica a torsione

Il valore della torsione massima sulla trave, dovuta ai carichi trasversali provenienti dalla gru, risulta:

T_{sd} = 235 kNm

Per la verifica a torsione e taglio si considera una sezione rettangolare b = 80 cm, h = 140 cm, armata a taglio con ϕ10/20 a 4 bracci.

TAGLIO E TORSIONE TRAVE D.M. 14-01-2008

Sollecitazioni		
V_{Ed} =	78600	daN
T_{Ed} =	23500	daNm
Geometria e materiali		
b_w =	80	cm
h =	140	cm
c =	5.0	cm
c' =	7	cm
d =	133	cm
R_{ck} =	400	daN/cm²
Staffe		
bracci staffe =	4	
φ staffe =	10	mm
passo staffe =	20	cm
f_{cd} =	188	daN/cm²
θ =	22	°
cotgθ =	2.5	
$A_{s\ tot\ min}$ / s =	59.92	cm²/m
A_s / s=	**15.71**	**cm²/m**
A longitudinale per torsione		
n° arm.long. =	16	
φ arm. long. =	20	mm
Acciaio		
f_{yk} =	4500	daN/cm²
γ_S =	1.15	
f_{yd} =	391	N/mm²
Calcestruzzo		
f_{ck} =	33.20	N/mm²
γ_c =	1.50	
α_{cc} =	0.85	
f_{cd} =	18.81	N/mm²
$f'_{cd} = 0{,}5\ f_{cd}$ =	9.41	N/mm²

Verifiche					
Acciaio					
$A_{l\ progetto}$ =	**50.27**	**cm²**	>	**44.88**	**Verificato**
Calcestruzzo					
V_{Rcd} =	**439275**	**daN**	>	**78600**	**Verificato**
T_{Rcd} =	**93145**	**daNm**	>	**23500**	**Verificato**
Torsione e taglio (4.1.32)					
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$ =	**0.43**		<	**1**	**Verificato**
Staffe per taglio (4.1.18)					
A_{sw} / s =	V_{Ed} / (0,9 d f_{yd}(cotgα + cotgθ) senα)				
$A_{sw\ min}$ / s =	6.83	cm²/m			
Cls per taglio (4.1.19)					
V_{Rcd} =	0,9 d b_w α $_c$ f'_{cd} (cotgα + cotgθ) / (1+cotgθ²)				
V_{Rcd} =	**439275**	**daN**			
Cls per torsione (4.1.27)					
T_{Rcd} =	2 A t f'_{cd} ctgθ / (1+ctgθ²)				
A_c =	11200	cm²			
u =	440	cm			
A_c/u=	25.45	cm			
2c =	14.00	cm			
t = A_c/u ≥ 2c =	25.45	cm			
A =	5600	cm²			
T_{Rcd} =	**93145**	**daNm**			
Staffe per torsione (4.1.28)					
A_s / s =	T_{Rsd} / (2 A f_{yd} ctgθ)				
$A_{s\ min}$ / s =	13.27	cm²/m			
Armatura longitudinale per torsione (4.1.29)					
ΣA $_l$ =	n ctgθ / (2 A f_{yd})				
u_m =	338.18	cm			
$A_{l\ min}$ =	44.88	cm²			
$A_{l\ progetto}$ =	**50.27**	**cm²**			

Verifica armatura di fenditura

La sollecitazione di calcolo vale:

T_{sd} = F/4*(1-0.7*a/H) = 137 kN/m
in cui:
F è la forza allo stato limite ultimo = 700 kN/m
a è l'impronta della rotaia dove agisce il carico = 40 cm
H è l'altezza della trave = 1.4 m

L'armatura prevista per la fenditura consiste in 3ϕ10/40 cm.

L'armatura minima risulta:
$A_s = T_{sd} / f_{yd}$ = 350 mm^2/m < 472 mm^2/m

La sollecitazione di calcolo in corrispondenza del respingente vale:

T_{sd} = F/4*(1-0.7*a/H) = 204 kN
in cui:
F è la forza allo stato limite ultimo = 1000 kN
a è l'impronta del buffer dove agisce il carico = 35 cm
H è l'altezza della trave = 1.4 m

L'armatura prevista per la fenditura consiste in 12ϕ16 cm.

L'armatura minima risulta:
$A_s = T_{sd} / f_{yd}$ = 520 mm^2 < 2400 mm^2

Verifica connettori a taglio

Il taglio massimo che si verifica nei connettori risulta pari a:

$V_{sd,y}$ = 863 kN

$V_{sd,x}$ = 146 kN

$V_{sd} = \sqrt{V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2} = 875\text{kN}$

Il tipo di connettore previsto (ϕ34 con movimento longitudinale) ha una resistenza a taglio pari a 207.1 kN/cad.

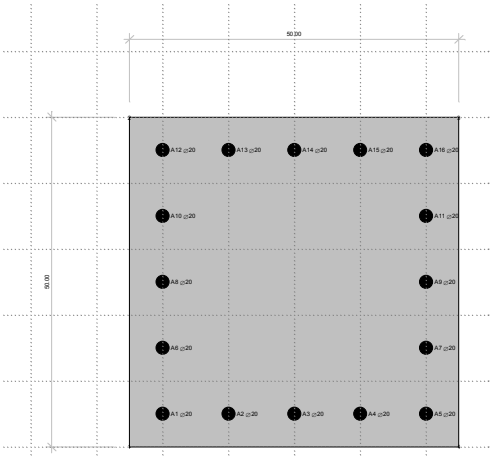
I connettori sono 6.

La verifica a taglio nel giunto risulta:

V_{Rd} = 207.1*6 = 1243 kN > V_{sd}

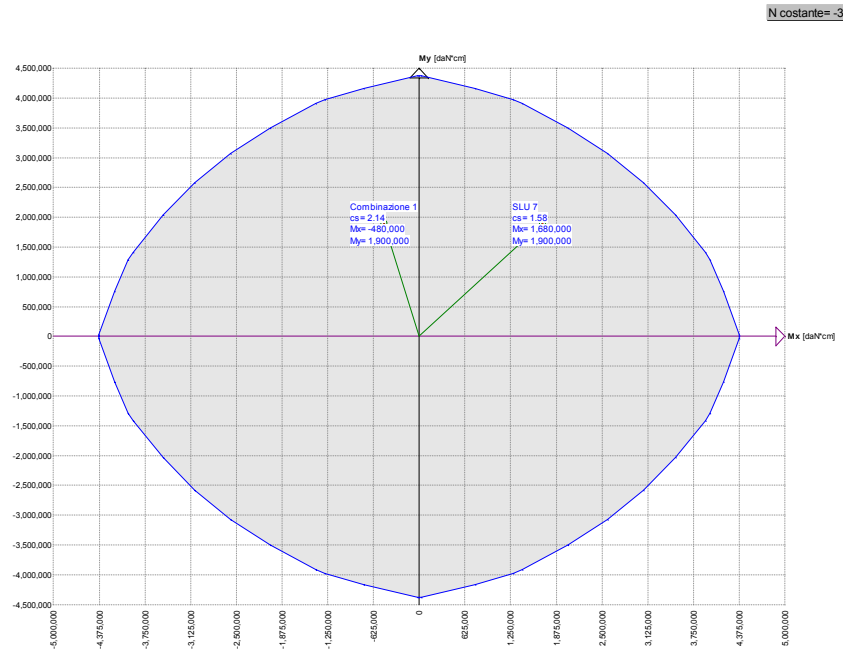
9.1.2.2 Cordolo di collegamento

Il cordolo di collegamento presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ20 come armatura resistente inferiore, 5ϕ20 come armatura resistente superiore e 3+3ϕ20 come armatura laterale. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-7, sono pari a:

N = -304 kN

M_x = 168 kNm

M_y = 18 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.58.

La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-7, è:

V_{sd} = -150 kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 50 cm, h = 50 cm, armata a taglio con ϕ8/20 a 2 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1571 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	304 kN	σcp	1.216 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.667				
vmin	0.426				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 168 kN
VRd min = 137 kN

Se VEd > 168 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	8 mm				
Asw	101 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	360 mm =
ρw	0.0010	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**405 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2317 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **10.87** °
cot(TETA) **5.21** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 415 kN (VRsd max 415 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 80 kN (VRsd max 1121 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 199 kN (VRsd max 773 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 199 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.067
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 676 kN

VRd = 199 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.51 m

La sezione risulta verificata.

9.1.2.3 Basamento per alloggio pins e jack up points

Il basamento per l'alloggio delle riservazioni dei perni antiuragano e dei jack up points presenta una larghezza di 3.0 m, una lunghezza di 9.0 m ed un'altezza di 1.3 m.
La fondazione presenta delle staffe ϕ20/20 nella direzioni più corta come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di una fondazione rigida sul lato più corto (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 3.0 m
B2 = 2.6 m (impronta del carico a 45° sul piano di fondazione)
b = 0.2 m (impronta ipotetica jack up point)

La sollecitazione di calcolo agli stati limite ultimi agente sulla fondazione (jack up point) risulta:

N_{sd} = 500 kN * 1.5 = 750 kN
N_{pp} = 25*1.3*3*2.6*1.3 = 302 kN
M_{sd} = 500 kN * 1.5 * 1 = 750 kNm

q_{max} = 340 kPa

X1 = 0.69
R_{1d} = 915 kN
T_{1d} = 550 kN
$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1571 * 391 = 614$ kN/m > $T_{1d} / 2.6 = 211$ kN/m

La verifica delle armature superiori è stata condotta con il metodo tirante-puntone per carichi eccentrici rappresentato in figura.

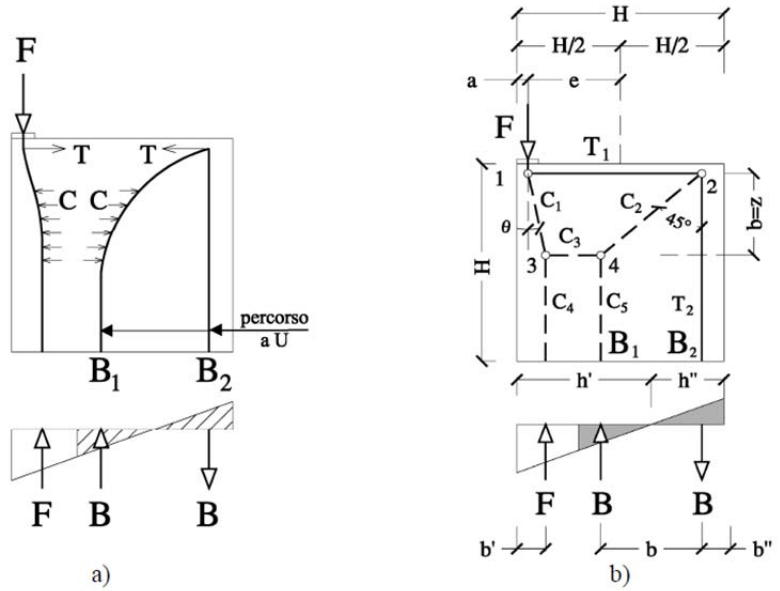
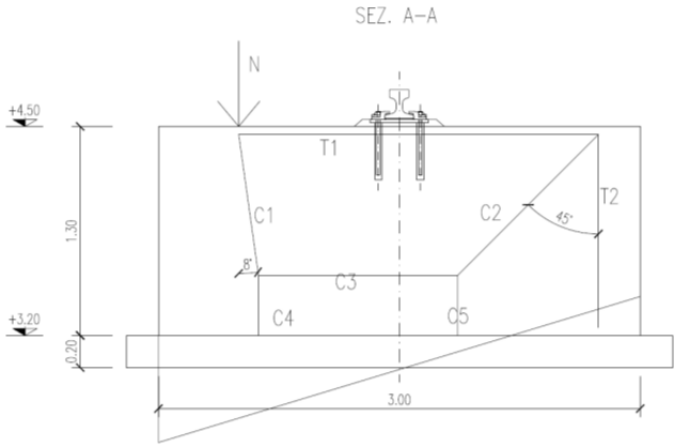


Figura 10.26 Modello "D2": a) percorsi di carico; b) modello S&T con numerazione delle aste e dei nodi.

La sollecitazione di calcolo agli stati limite ultimi agente sul plinto (jack up point) risulta:

N_{sd} = 500 kN * 1.5 = 750 kN



I dati per il calcolo della sollecitazione di trazione, ricavati dalla tabella seguente, sono:

e/H	*b'/H*	*b"/H*	*a/H*	*b/H (= z/H)*	*θ (°)*
0,1666	0,333	0,000	0,333	0,000	0,000
0,2	0,301	0,028	0,300	0,111	0,477
0,25	0,259	0,056	0,250	0,222	2,386
0,3	0,226	0,074	0,200	0,296	5,080
0,35	0,200	0,087	0,150	0,349	8,197
0,4	0,179	0,097	0,100	0,389	11,539
0,45	0,162	0,105	0,050	0,420	14,981
0,5(1)	0,148	0,111	0,000	0,444	18,435

a = 0.5 m
e = 1.0 m
b’ = 0.6 m
b” = 0.26 m
b = 1.0 m
da cui θ = 8°

$C_1 = N_{sd} / \cos\theta = 758$ kN
$T_1 = C_1 * \text{sen}\theta = 108$ kN

L’armatura prevista consiste in ϕ20/20 come armatura trasversale e ϕ14/20 come armatura di fenditura.

Considerando una fascia di circa 20 cm la forza resistente a trazione al lembo superiore risulta:
$F_{Rd} = A_s * f_{yd} = 628 * 391 = 245$ kN > T_1

Armatura di rinforzo per perni antiuragano

La sollecitazione di calcolo agli stati limite ultimi agente orizzontalmente in prossimità della riservazione per il perno antiuragano (pin) risulta:

$V_{sd} = 320$ kN * 1.5 = 480 kN

I dati per il calcolo della sollecitazione resistente sono:
d = 0.2 m
$\theta = 70°$
$\lambda = 0.37$
A_s (2ϕ20) = 628 mm^2

$P_{Rd} = (A_s * f_{yd})/ \lambda = 628*391/0.37 = 663$ kN > V_{sd}

9.1.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

9.1.3.1 Trave rotaia di fondazione

Sezione corrente B=160 cm
Le travi di fondazione sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 3.36 kg/cm^2.
Il valore medio sulla sezione trasversale dovuto alla concomitanza delle azioni verticali ed orizzontali della gru per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 3.8 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 2.88$ kg/cm^2.
Il valore medio sulla sezione trasversale dovuto alla concomitanza delle azioni verticali ed orizzontali della gru per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 3.25$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A1).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**1.60**
Lunghezza fondazione	L	m	**50.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.15**
Approfondimento	D	m	**1.40**
Inclinazione carico	i	°	**8.35**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.30**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
Nγ		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.0269	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.0135	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.3588	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.1794	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	0.8231	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	0.6088	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite		
128.0493	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$	
57.5828	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$	
0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$	

q_d		t/m^2	185.6322	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 8.0$ kg/cm^2 > p =3.36 kg/cm^2.
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 8.0$ kg/cm^2 > p =3.80 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A2).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**32.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**3.25459**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**1.60**
Lunghezza fondazione	L	m	**50.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.15**
Approfondimento	D	m	**1.40**
Inclinazione carico	i	°	**8.30**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.31**

Coefficenti di fondazione			
Nq		23.1767	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
Nγ		22.0225	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		35.4902	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.0208	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.0104	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.3157	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.1579	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	0.8241	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	0.5485	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite		
59.4356	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$	
17.5878	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$	
0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$	

q_d		t/m^2	77.0234	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.2$ kg/cm^2 > p =2.88 kg/cm^2.
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.2$ kg/cm^2 > p =3.25 kg/cm^2.

Sezione ridotta B=140 cm
Le travi di fondazione sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 3.73$ kg/cm^2.
Il valore medio sulla sezione trasversale dovuto alla concomitanza delle azioni verticali ed orizzontali della gru per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 5.20$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 3.20$ kg/cm^2.
Il valore medio sulla sezione trasversale dovuto alla concomitanza delle azioni verticali ed orizzontali della gru per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 3.80$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A1).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**1.40**
Lunghezza fondazione	L	m	**6.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.19**
Approfondimento	D	m	**1.40**
Inclinazione carico	i	°	**11.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.02**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.1962	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.0981	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.4101	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.2050	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.7705	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.5048	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		132.7055	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		41.4761	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 174.1817	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$

Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 7.5$ kg/cm^2 > p =3.73 kg/cm^2.

Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 7.5$ kg/cm^2 > p =5.20 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A2).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**32.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**3.25459**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**1.40**
Lunghezza fondazione	L	m	**6.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.19**
Approfondimento	D	m	**1.40**
Inclinazione carico	i	°	**11.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.02**

Coefficenti di fondazione			
Nq		23.1767	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$		22.0225	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		35.4902	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.1519	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.0759	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.3608	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.1804	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.7705	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.4307	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		60.3285	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		11.6721	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 72.0005	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.0$ kg/cm^2 > p =3.20 kg/cm^2.
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.0$ kg/cm^2 > p =3.80 kg/cm^2.

9.1.3.2 Basamento per alloggio pins e jack up points

Il basamento per l'alloggio delle riservazioni dei perni antiuragano e dei jack up points presenta una larghezza di 3.0 m, una lunghezza di 9.0 m ed un'altezza di 1.3 m.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 2.4$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 2.0$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A1).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**3.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**9.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.85**
Approfondimento	D	m	**1.30**
Inclinazione carico	i	°	**0.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.30**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.2802	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.1401	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.1777	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.0888	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	1.0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite		
	150.0443	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
	98.2347	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
	0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$

q_d		t/m^2	248.2790	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 10.8$ kg/cm^2 > p =2.4 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per lo stato limite ultimo (SLU A2).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**32.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**3.25459**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**3.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**9.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.74**
Approfondimento	D	m	**1.30**
Inclinazione carico	i	°	**0.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.52**

Coefficenti di fondazione			
Nq		23.1767	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2)$
$N\gamma$		22.0225	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		35.4902	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.2170	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.1085	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.1564	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.0782	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	1.0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite		
	68.4178	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
	38.0061	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
	0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$

q_d		t/m^2	106.4239	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$

Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.9$ kg/cm^2 > p =2.00 kg/cm^2.

9.2. Fondazioni reefer racks

Le fondazioni dei reefer racks sono del tipo superficiale a plinto.
Le fondazioni sono di tre geometrie, tutte e tre di altezza pari a 1.4 m:

– 4 m x 2 m;
– 4 m x 5 m;
– 4 m x 4 m.

Le fondazioni sono collegate tra loro mediante dei cordoli di collegamento di sezione 0.4 m x 0.4 m.

Di seguito si riportano la planimetria e le sezioni tipo delle fondazioni in oggetto.

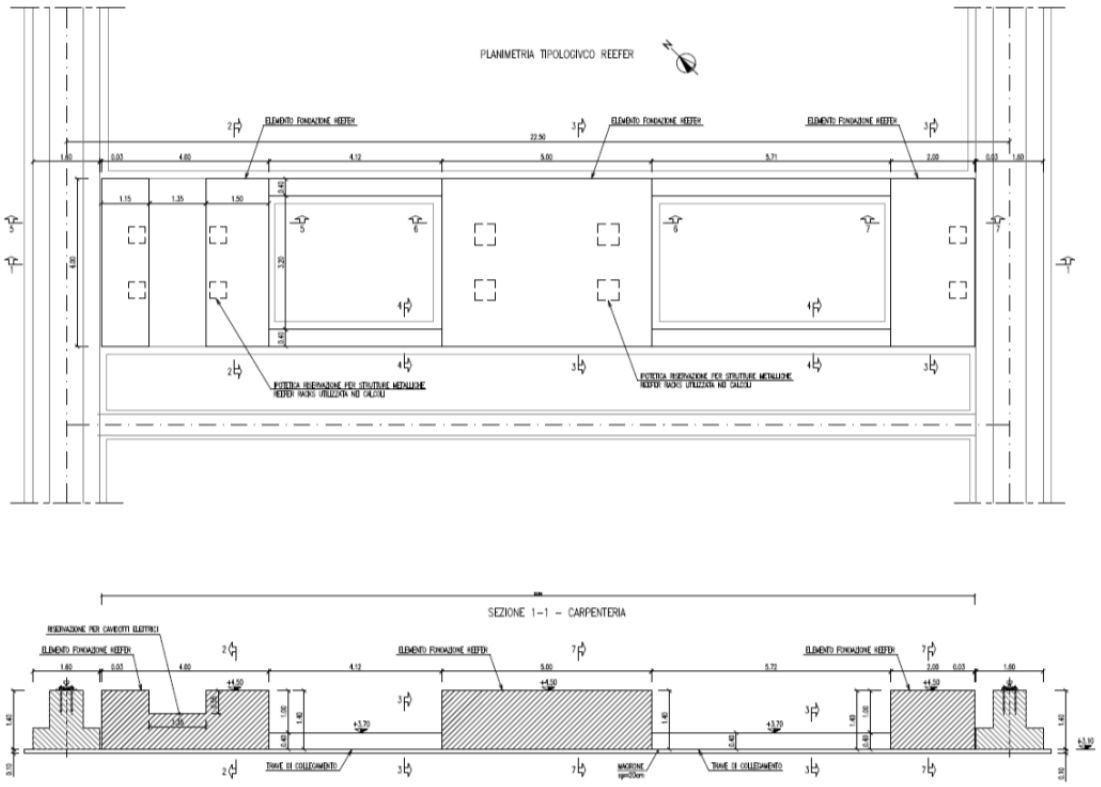


FIG. 9.21 - PLANIMETRIA E SEZIONI TIPOLOGICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Per il calcolo delle fondazioni si è eseguita un'analisi con modello FEM di una struttura metallica tipologica al solo fine di ricavarne le reazioni al suolo, non essendo tale struttura oggetto della presente relazione.

9.2.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi

Il modello è costituito da elementi tipo *frames* per la modellazione sia delle colonne verticali che delle travi in acciaio.
La struttura è stata considerata a telaio in entrambe le direzioni ed incastrata alla base.
Sono stati realizzati due modelli per i rispettivi comportamenti statici e dinamici (sisma).

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi e pilastri al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico.
Le masse non strutturali (orizzontamenti, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute al vento e alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 25°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo al materiale CA.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi

verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Di seguito si riporta il modello tridimensionale agli elementi finiti utilizzato.

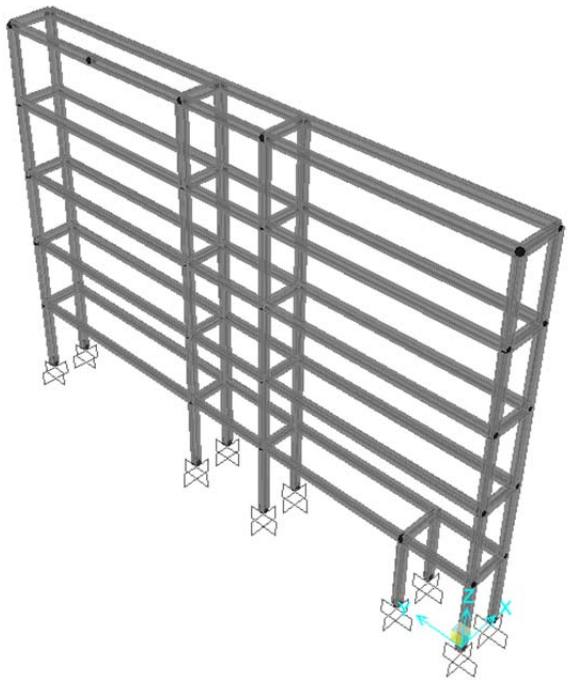


FIG. 9.22 - MODELLO 3D DELLA STRUTTURA METALLICA

I carichi, di cui al capiolo 7 e sui sotto paragrafi, sono stati assegnati alle travi come mostrato nelle seguenti figure.

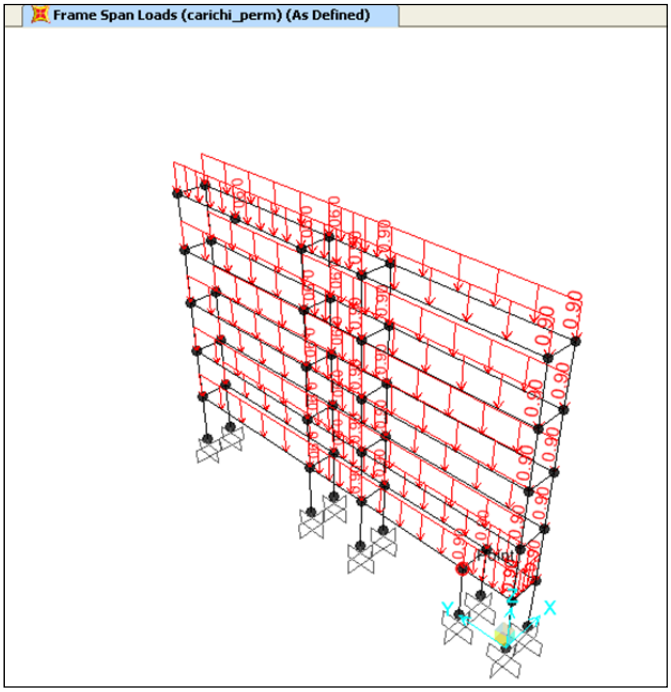


FIG. 9.23 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICHI PERMANENTI

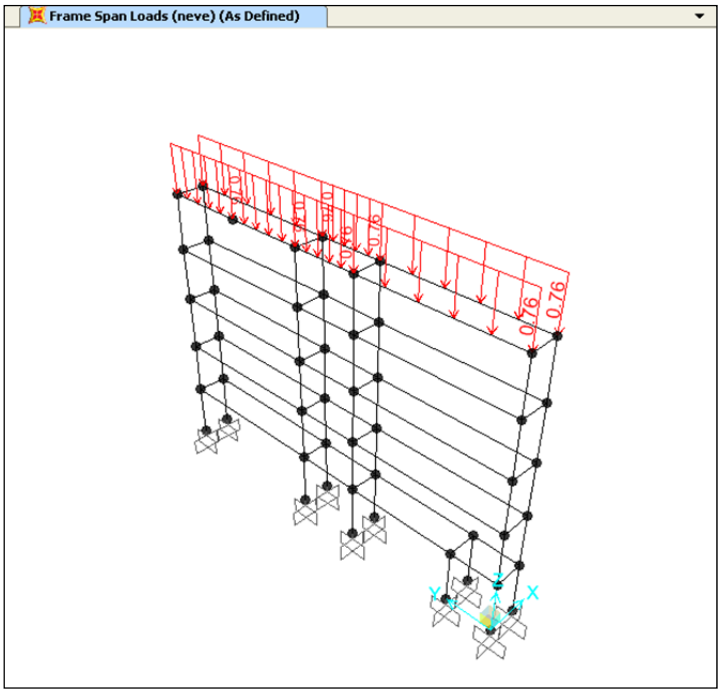


FIG. 9.24 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO NEVE

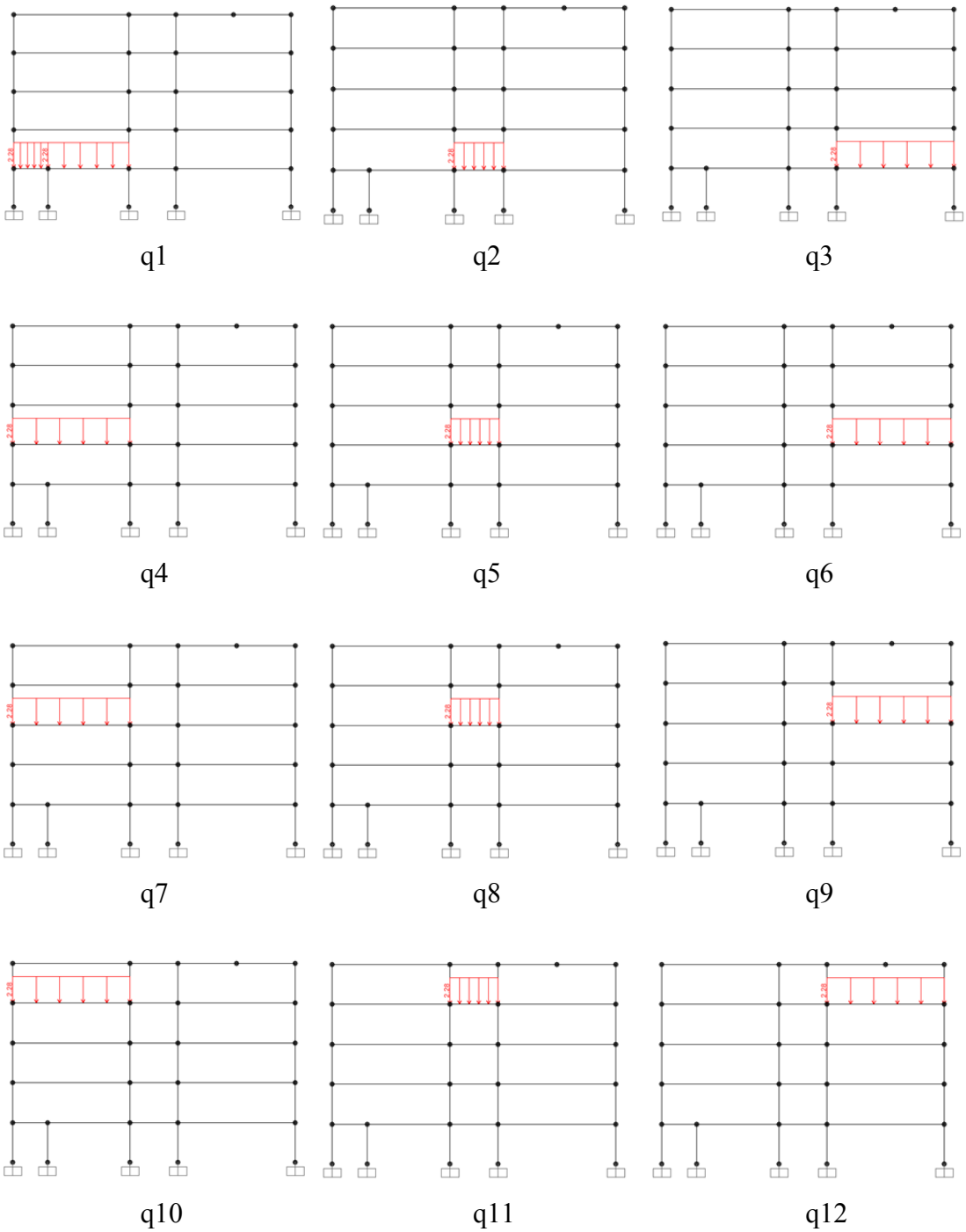


FIG. 9.25 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICHI ACCIDENTALI

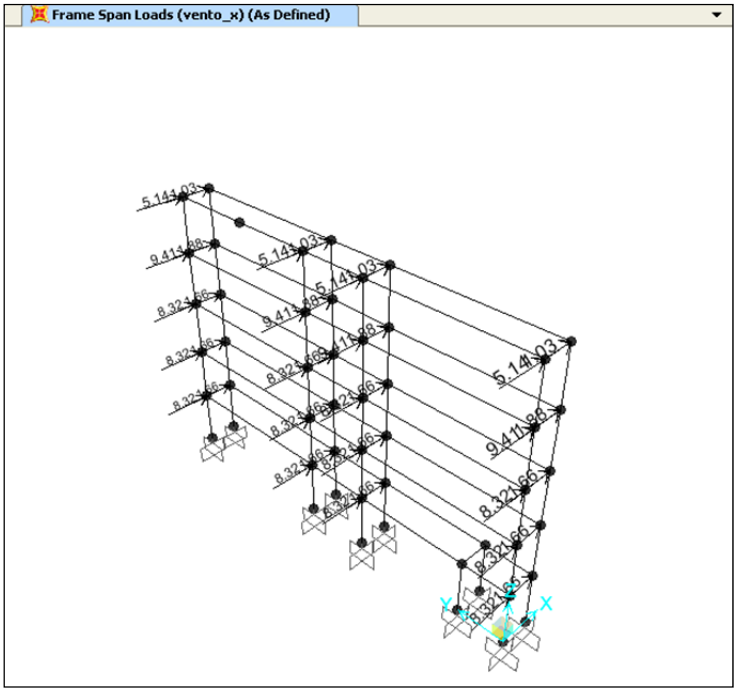


FIG. 9.26 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO VENTO IN X

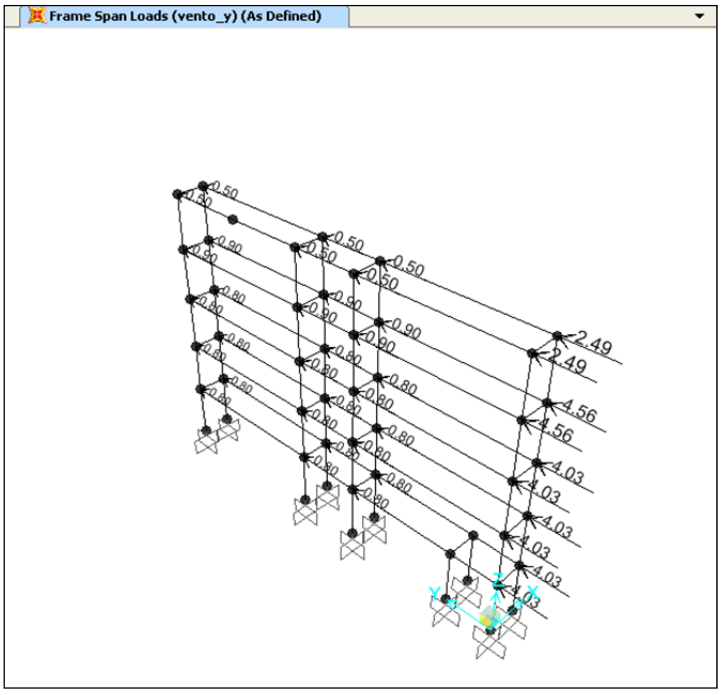


FIG. 9.27 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO VENTO IN Y

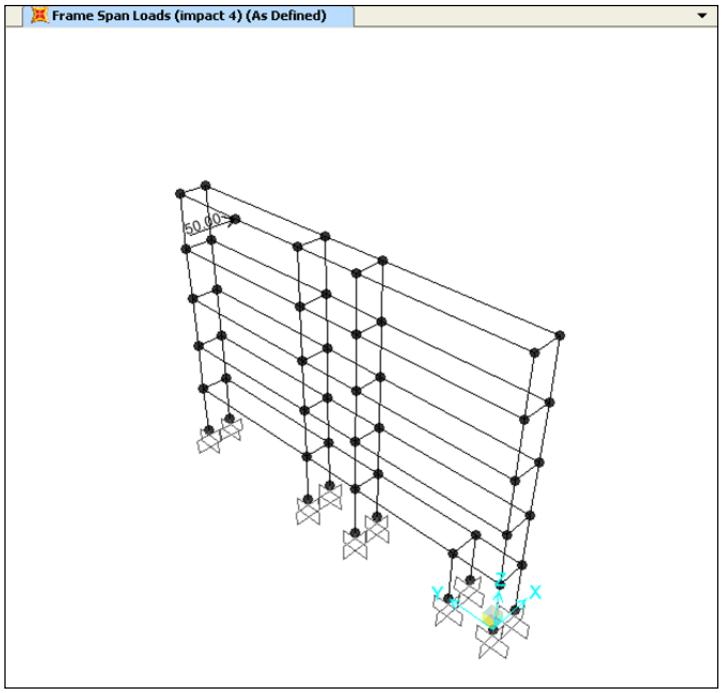


FIG. 9.28 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO DA URTO

REEFER		area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P5						
	carichi permanenti					
	Solaio	30.2	1.2		36.24	
					36.24	4
P4						
	carichi permanenti					
	Solaio	30.2	1.2		36.24	
	sovraccarichi permanenti					
	Accidentale	30.2	5		45.3	
			0.3		0	
					81.54	8
P3						
	carichi permanenti					
	Solaio	30.2	1.2		36.24	
	sovraccarichi permanenti					
	Accidentale	30.2	5		45.3	
			0.3		0	
					81.54	8
P2						
	carichi permanenti					
	Solaio	30.2	1.2		36.24	
	sovraccarichi permanenti					
	Accidentale	30.2	5		45.3	
			0.3		0	
					81.54	8
P1						
	carichi permanenti					
	Solaio	30.2	1.2		36.24	
	sovraccarichi permanenti					
	Accidentale	30.2	5		45.3	
			0.3		0	
					81.54	8

TAB. 9.11 - TABELLA DELLE MASSE SISMICHE AGENTI AI VARI PIANI

9.2.2. Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute alla base della struttura sulle tre fondazioni in c.a. per i diversi inviluppi di combinazioni.

Combinazione	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
INV SLU	0	-5.757	-481.347	28.505	0
	-70.851	-20.926	129.611	4.8017	-130.8982
INV ECC	4.378	-2.05	-466.151	3.6148	8.4145
	-44.053	-3.699	271.045	1.1754	-90.5512
INV SLE	0	-4.1	-331.065	19.2202	0
	-47.234	-14.212	76.241	3.418	-87.2654
SLV_X	20.942	0.946	-301.972	8.4616	39.6019
	-20.942	-6.638	106.83	-3.753	-39.6019
SLV_Y	6.283	9.46	-180.078	22.2254	11.8806
	-6.283	-15.152	-15.064	-17.5166	-11.8806

TAB. 9.12 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL PLINTO 1 (4X2) PER I VARI INVILUPPI DI COMBINAZIONE

Combinazioni	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
INV SLU	0	5.392	-1115.298	50.9292	0
	-139.427	-35.15	162.513	-6.0717	-258.0576
INV ECC	0	3.752	-771.679	33.7684	0
	-92.952	-23.276	80.194	-4.233	-172.0384
INV SLE	-1.45	3.713	-586.5	0.7578	-2.975
	-39.558	-0.277	37.141	-4.7709	-81.9359
SLV_X	27.7	11.872	-982.301	12.5286	56.2786
	-27.7	-8.428	-180.861	-16.556	-56.2786
SLV_Y	8.31	34.606	-648.993	45.23	16.8836
	-8.31	-31.162	-147.899	-49.2576	-16.8836

TAB. 9.13 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL PLINTO 2 (4X5) PER I VARI INVILUPPI DI COMBINAZIONE

Combinazioni	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
INV SLU	0	3.846	-497.664	52.1376	0
	-74.122	-36.578	134.533	-4.7762	-136.3609
INV ECC	0	2.666	-343.303	34.6214	0
	-49.415	-24.284	78.17	-3.321	-90.9073
INV SLE	4.365139	4.188	-481.359	2.2349	8.4065
	-45.756	-1.874	261.561	-5.2753	-93.4572
SLV_X	23.293	11.428	-421.467	13.0868	42.817
	-23.293	-9.182	-79.375	-16.029	-42.817
SLV_Y	6.988	35.006	-414.641	46.6408	12.8451
	-6.988	-32.76	-16.861	-49.5826	-12.8451

TAB. 9.14 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL PLINTO 3 (4X4) PER I VARI INVILUPPI DI COMBINAZIONE

Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime ottenute alla base delle fondazioni.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Plinto 1			Plinto 2			Plinto 3		
				F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
242	INV SLU A1	Combination	Max	22.4	156.75	1.57	18.5	131.11	1.31	25	188.39	1.88
242	INV SLU A2	Combination	Max	19.4	135.76	1.36	16	113.39	1.13	21.7	163.53	1.64
242	INV ECC	Combination	Max	16.8	117.56	1.18	10	70.87	0.71	16.6	125.09	1.25
242	INV SLV	Combination	Max	7.23	50.59	0.51	7	49.61	0.50	16.4	123.59	1.24
242	INV SLE	Combination	Max	15.7	109.87	1.10	13	92.13	0.92	17.6	132.63	1.33

TAB. 9.15 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME SUL PIANO DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano in tabella i periodi e i modi di vibrare principali della struttura ottenuti dall'analisi sismica e le percentuali di partecipazione della massa (superiori all'85%).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.773731	0	0.00361	0	0	0.00361	0	0.00015	0	0.82504	0.00015	0	0.82504
MODAL	Mode	2	0.773731	0	0.88075	0	0	0.88436	0	0.03741	0	0.00338	0.03756	0	0.82842
MODAL	Mode	3	0.568116	0	0.0965	8.55E-09	0	0.98086	8.55E-09	0.47669	0	0	0.51426	0	0.82842
MODAL	Mode	4	0.383027	0.67	0	0	0.67	0.98086	8.55E-09	1.182E-20	0.04074	0.01126	0.51426	0.04074	0.83968
MODAL	Mode	5	0.383027	0.21436	0	0	0.88436	0.98086	8.55E-09	0	0.01303	0.0036	0.51426	0.05377	0.84328
MODAL	Mode	6	0.366542	0.08761	0	1.73E-20	0.97197	0.98086	8.55E-09	2.754E-20	0.71888	0.09207	0.51426	0.77265	0.93536
MODAL	Mode	7	0.245573	0.00018	0	0	0.97215	0.98086	8.55E-09	6.318E-20	0.00337	0.02638	0.51426	0.77602	0.96174
MODAL	Mode	8	0.192675	0	0.01226	9.897E-08	0.97215	0.99311	1.075E-07	0.04087	0	0	0.55512	0.77602	0.96174
MODAL	Mode	9	0.120403	0	0.00465	4.401E-08	0.97215	0.99777	1.515E-07	0.00014	0	0	0.55527	0.77602	0.96174
MODAL	Mode	10	0.108244	0.01876	0	0	0.99091	0.99777	1.515E-07	1.82E-18	0.02055	0.01843	0.55527	0.79657	0.98017
MODAL	Mode	11	0.092305	0	0.00181	1.244E-09	0.99091	0.99958	1.528E-07	0.00407	0	0	0.55934	0.79657	0.98017
MODAL	Mode	12	0.080092	0	0.00042	1.753E-08	0.99091	1	1.703E-07	0.00004005	0	0	0.55938	0.79657	0.98017
MODAL	Mode	13	0.079975	0	0	0	0.99091	1	1.703E-07	0	0	0.000000202	0.55938	0.79657	0.98017
MODAL	Mode	14	0.079975	0	0	0	0.99091	1	1.703E-07	1.663E-20	0	0.00472	0.55938	0.79657	0.98489
MODAL	Mode	15	0.071863	0.00002246	0	0	0.99093	1	1.703E-07	2.101E-19	0.00002894	0.00593	0.55938	0.7966	0.99082
MODAL	Mode	16	0.057242	0.00566	0	1.25E-18	0.9966	1	1.703E-07	1.086E-16	0.0018	0.00417	0.55938	0.79839	0.99499
MODAL	Mode	17	0.040754	0.00242	0	9.727E-20	0.99901	1	1.703E-07	2.356E-19	0.00321	0.00262	0.55938	0.80161	0.99761
MODAL	Mode	18	0.037628	0.00022	0	6.262E-20	0.99924	1	1.703E-07	2.699E-19	0.00007161	0.00098	0.55938	0.80168	0.99858
MODAL	Mode	19	0.033303	0.00073	0	1.551E-20	0.99996	1	1.703E-07	1.071E-18	0.00049	0.00052	0.55938	0.80217	0.9991
MODAL	Mode	20	0.02642	0.00002895	0	5.598E-18	0.99999	1	1.703E-07	3.52E-18	0.000001779	0.00069	0.55938	0.80217	0.99979
MODAL	Mode	21	0.021422	2.104E-20	1.283E-14	0.39914	0.99999	1	0.39914	0.01579	3.252E-17	1.575E-20	0.57516	0.80217	0.99979
MODAL	Mode	22	0.021381	0.000004906	0	9.255E-20	1	1	0.39914	3.597E-18	1.449E-07	0.0002	0.57516	0.80217	0.99999
MODAL	Mode	23	0.020147	1.316E-18	2.638E-08	0.000008185	1	1	0.39915	0.03613	2.516E-16	5.705E-19	0.6113	0.80217	0.99999
MODAL	Mode	24	0.019279	1.872E-18	2.108E-11	0.18402	1	1	0.58317	0.15267	8.61E-16	8.925E-19	0.76396	0.80217	0.99999
MODAL	Mode	25	0.019145	2.493E-18	6.772E-08	0.10634	1	1	0.68951	0.10667	1.377E-15	1.184E-18	0.87063	0.80217	0.99999
MODAL	Mode	26	0.014533	0.000000882	0	7.941E-17	1	1	0.68951	2.307E-18	0.00061	8.881E-07	0.87063	0.80278	1
MODAL	Mode	27	0.014143	1.677E-10	0	7.714E-18	1	1	0.68951	1.168E-16	4.044E-07	2.987E-08	0.87063	0.80278	1
MODAL	Mode	28	0.013071	7.405E-07	6.111E-20	2.545E-18	1	1	0.68951	3.849E-16	0.00047	0.000001414	0.87063	0.80326	1
MODAL	Mode	29	0.012945	5.065E-08	1.923E-20	2.079E-18	1	1	0.68951	9.297E-17	0.00004867	3.933E-07	0.87063	0.80331	1
MODAL	Mode	30	0.007367	3.479E-19	5.529E-10	0.02765	1	1	0.71716	0.0024	2.874E-12	6.217E-19	0.87302	0.80331	1

TAB. 9.16 - TABELLA DEI MODI DI VIBRARE E PERIODI PRINCIPALI

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9998
MODAL	Acceleration	UY	100	100
MODAL	Acceleration	UZ	97.1068	71.7163

TAB. 9.17 - TABELLA DELLE PERCENTUALI DI PARTECIPAZIONE DELLA MASSA

9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

9.2.3.1 Fondazione plinto 1

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 2.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.4 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -481 kN
V_{sd} = 46 kN
M_{sd} = 130 kNm

Il plinto presenta ϕ16/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 4.0 m

B2 = 2.0 m
b = 1.5 m

SLU
q_{max} = 157 kPa per
N = 481 kN
M = 130 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 290 kN
T_{1d} = 162 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1000 * 391 = 393$ kN/m > $T_{1d} / 2.0 = 81$ kN/m

9.2.3.2 Fondazione plinto 2

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 5.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.4 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -1115 kN
V_{sd} = 140 kN
M_{sd} = 258 kNm

Il plinto presenta ϕ16/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 4.0 m
B2 = 5.0 m
b = 1.5 m

SLU
q_{max} = 131 kPa per
N = -1115 kN
M = 258 kNm

X1 = 0.98
R_{1d} = 654 kN
T_{1d} = 372 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1000 * 391 = 393$ kN/m > $T_{1d} / 4.0 = 93$ kN/m

9.2.3.3 Fondazione plinto 3

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.4 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1

N_{sd} = -497 kN

V_{sd} = 74 kN

M_{sd} = 136 kNm

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 4.0 m

B2 = 4.0 m

b = 1.5 m

SLU

q_{max} = 188 kPa per

N = -497 kN

M = 136 kNm

X1 = 0.99
R_{1d} = 300 kN
T_{1d} = 173 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1571 * 391 = 586$ kN/m > $T_{1d} / 4.0 = 43$ kN/m

9.2.4. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

9.2.4.1 Fondazione plinto 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.57 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.36 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 1.18 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita (SLV) risulta:
p = 0.51 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.54	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	28	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0,5*\gamma*(B-2e_l)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	2.00	1.30	2.67	0.667	0.333	0.4667	2.0417	2.0634	1.000	1.075	1.130	0.0693	0.4746	0.4746	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	130.4940234

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.7$ kg/cm^2 > p =1.57 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.53	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	27	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_l)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	2.00	1.30	2.67	0.667	0.333	0.4667	1.8332	1.8707	1.000	1.0898	1.130	0.0244	0.49	0.49	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	56.6367893

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 3.2$ kg/cm^2 > p =1.36 kg/cm^2.

9.2.4.2 Fondazione plinto 2

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.31 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.13 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 0.71 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita (SLV) risulta:

$p = 0.50$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.28	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	16	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	5.00	1.30	2.67	0.667	0.833	0.7867	1.4167	1.4254	1.000	1.075	1.130	0.3352	0.676	0.676	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	161.9650796

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 7.0$ kg/cm^2 > p =1.31 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.26	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	15	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_l)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **20.7864** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **23.1767** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **35.4902**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	5.00	1.30	2.67	0.667	0.833	0.7867	1.3333	1.3483	1.000	1.0898	1.130	0.2822	0.6944	0.6944	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	69.45169979

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 3.8$ kg/cm^2 > p =1.13 kg/cm^2.

9.2.4.3 Fondazione plinto 3

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.88 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.64 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 1.25 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita (SLV) risulta:

$p = 1.24$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione

Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.19	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	11	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.30	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.075	1.130	0.5048	0.7705	0.7705	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	204.9409005

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 8.9$ kg/cm^2 > p =1.88 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.16	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	9	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_l)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.30	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.4166	1.4354	1.000	1.0898	1.130	0.5166	0.81	0.81	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	91.53122651

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.1$ kg/cm^2 > p =1.64 kg/cm^2.

9.2.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

9.2.5.1 Fondazione plinto 1

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni ultime SLU A1 e vale $V_{max} = 71$ kN.
$N_{slu} = -400$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 400 * tg(38°) / 1.1 = 284$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale $V_{max} = 61$ kN.

N_{slu} = -347 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 347 * tg(32°) / 1.1 = 197$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.2.5.2 Fondazione plinto 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a $(N * tg\phi' / \gamma_R)$, con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni ultime SLU A1 e vale V_{max} = 140 kN.
N_{slu} = -1047 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1047 * tg(38°) / 1.1 = 743$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 121 kN.
N_{slu} = -907 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 907 * tg(32°) / 1.1 = 567$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.2.5.3 Fondazione plinto 3

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a $(N * tg\phi' / \gamma_R)$, con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni ultime SLU A1 e vale V_{max} = 74 kN.
N_{slu} = -701 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 701 * tg(38°) / 1.1 = 498$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 121 kN.
N_{slu} = -607 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 607 * tg(32°) / 1.1 = 345$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.2.6. Verifica a ribaltamento EQU

9.2.6.1 Fondazione plinto 1

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.
La verifica viene effettuata nella direzione X (lungo il lato di 4 m), considerata la più gravosa.

$F_s = 0.9*(400) = 360$ kN b = 2.0 m
$F_{r,1} = 70$ kN b = 1.4 m
$M_{r,1} = 130$ kNm

$M_s = 720$ kNm > $M_r = 228$ kNm

La verifica è soddisfatta.

9.2.6.2 Fondazione plinto 2

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.
La verifica viene effettuata nella direzione X (lungo il lato di 4 m), considerata la più gravosa.

$F_s = 0.9*(1047) = 942$ kN b = 2.0 m

$F_{r,1}$ = 140 kN b = 1.4 m
$M_{r,1}$ = 258 kNm

M_s = 1884 kNm > M_r = 454 kNm

La verifica è soddisfatta.

9.2.6.3 Fondazione plinto 3

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.
La verifica viene effettuata nella direzione X (lungo il lato di 4 m), considerata la più gravosa.

F_s = 0.9*(701) = 631 kN b = 2.0 m
$F_{r,1}$ = 74 kN b = 1.4 m
$M_{r,1}$ = 136 kNm

M_s = 1262 kNm > M_r = 240 kNm

La verifica è soddisfatta.

9.3. Fondazione torre faro

Le torri faro della piattaforma hanno un altezza di 30 m su cui è stato considerato una copertura dei corpi illuminanti di dimensioni 2.8 m x 0.7 m.

Le fondazioni delle torri faro sono del tipo superficiale a plinto con dado.
La fondazione ha la seguente geometria:
- 4.4 m x 4.4 m x 1.1 m la base;
- 1.6 m x 1.6 x 1.9 m il dado.

Di seguito si riportano la planimetria e la sezione della fondazione in oggetto.

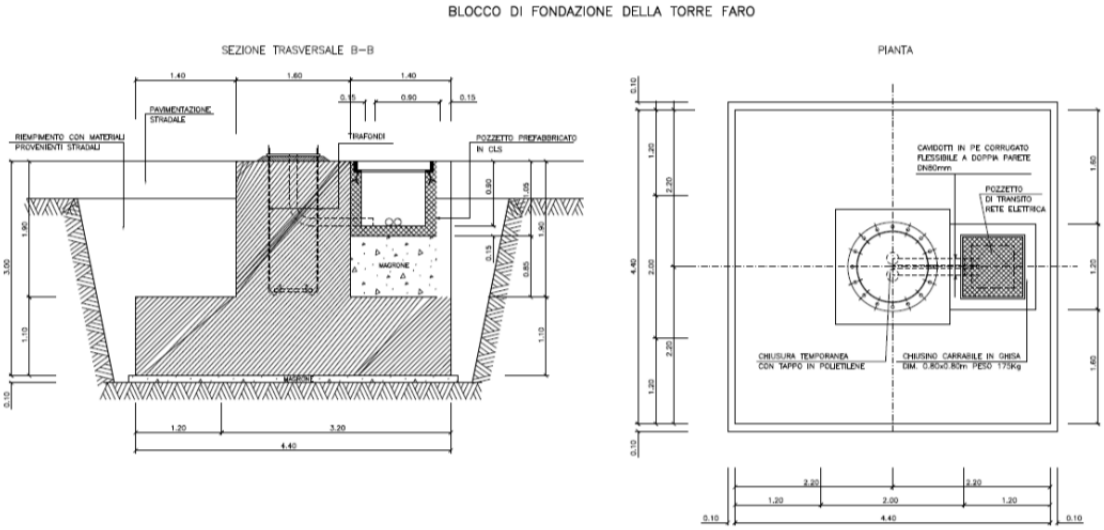


FIG. 9.29 - PLANIMETRIA E SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

9.3.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi

La torre faro è soggetta ai carichi mostrati in figura:

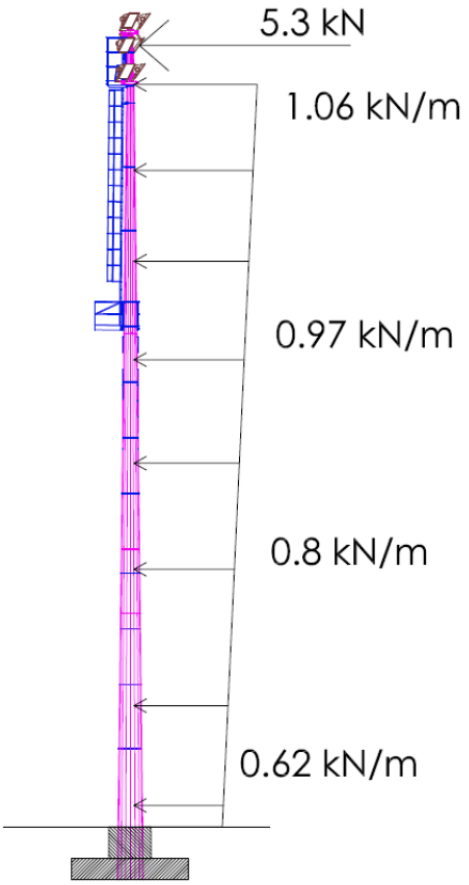


FIG. 9.30 - DISTRIBUZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TORRE FARO

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute in fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

Combinazione	F1 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
	KN	KN	KN-m
SLU A1	46.5	-56	877
SLU A2	40.3	-43	760
SLE RARA	31	-43	585
SLE FREQ	6.2	-43	117
SLE QP	-	-43	-

TAB. 9.18 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO PER LE DIVERSE COMBINAZIONI

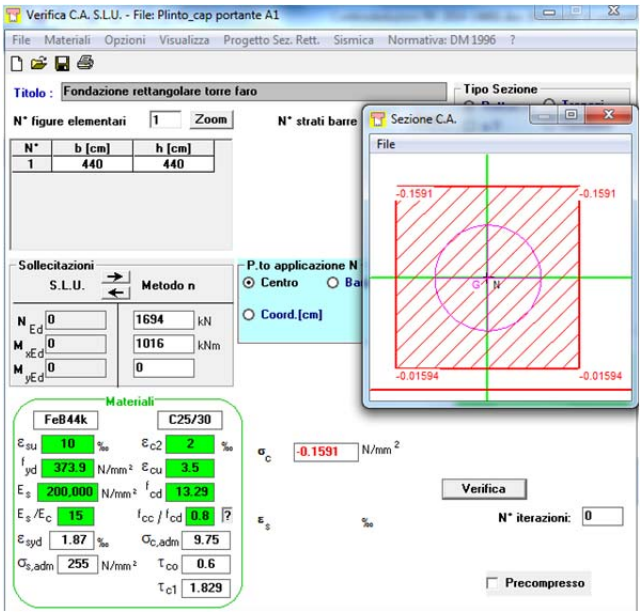
Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime e minime ottenute alla base della fondazione.

OutputCase	CaseType	StepType	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
INV SLU A1	Combination	Max	160.00	1.60
INV SLU A2	Combination	Max	130.00	1.30
INV SLE	Combination	Max	110.00	1.10
INV SLU A1	Combination	Min	16.00	0.16
INV SLU A2	Combination	Min	5.00	0.05
INV SLE	Combination	Min	19.00	0.19

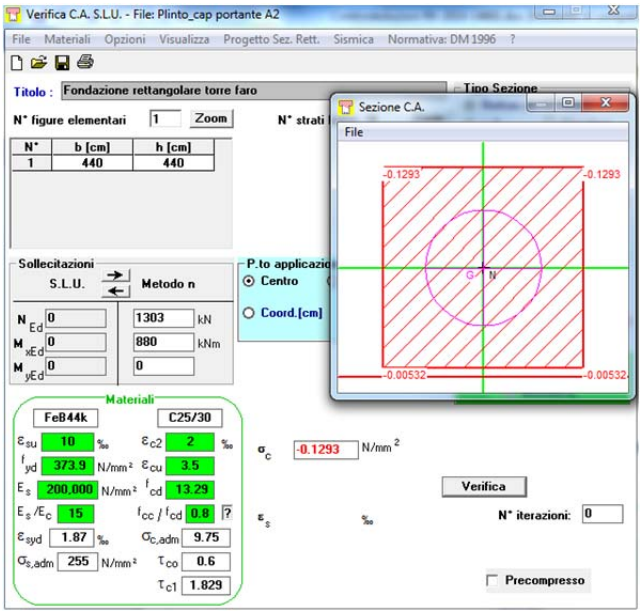
TAB. 9.19 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME SUL PIANO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

Di seguito si riportano le pressioni in fondazione del plinto della torre faro per le diverse combinazioni.

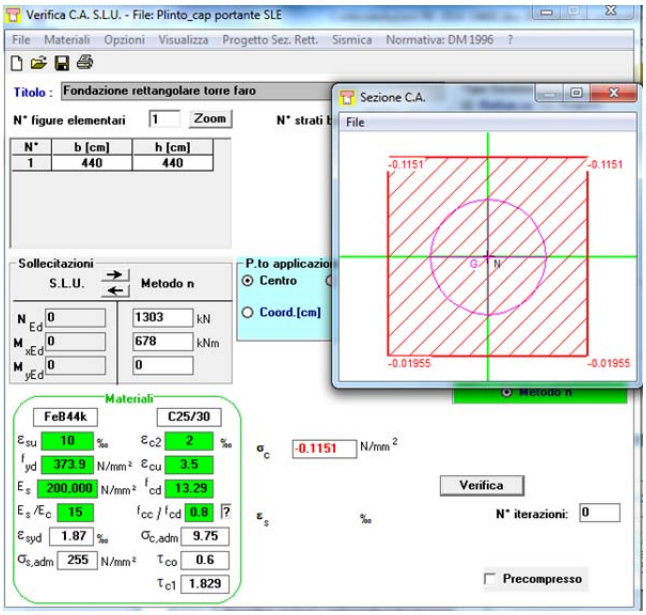
SLU A1



SLU A2



SLE

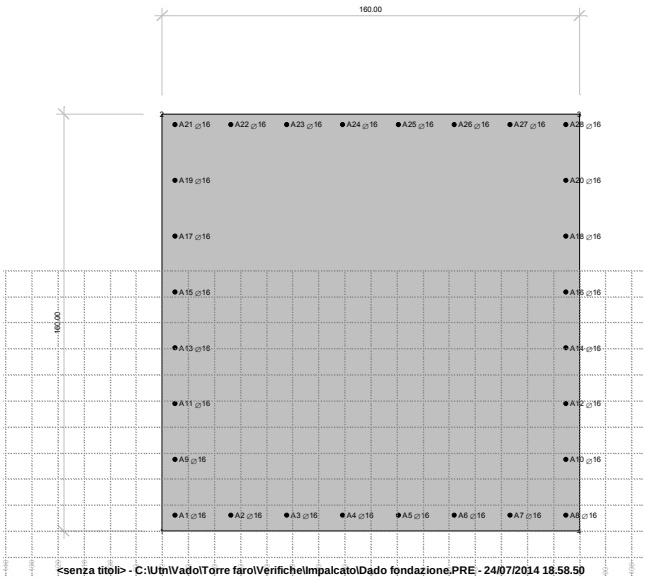


La sezione non è mai parzializzata

9.3.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

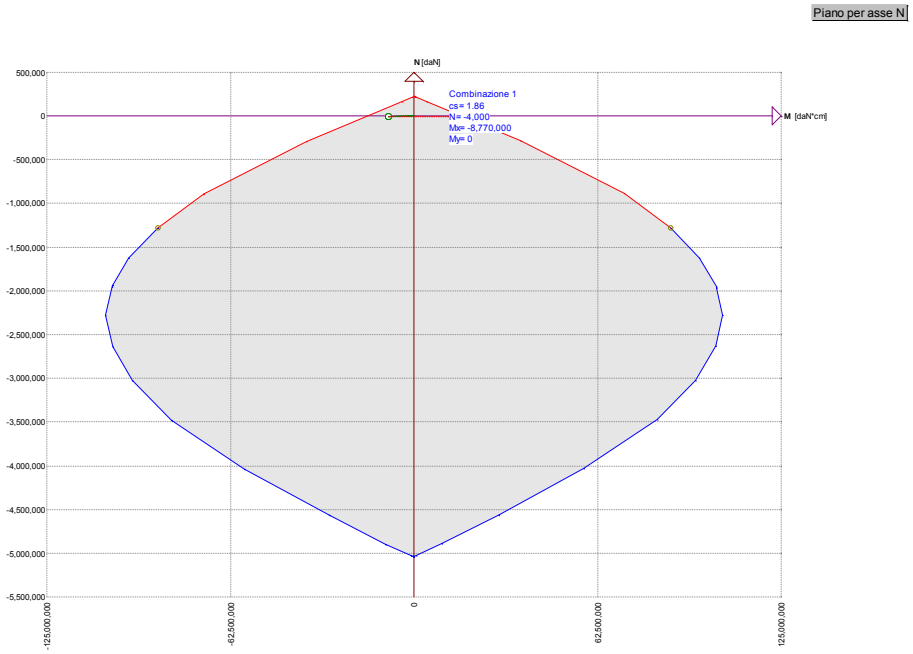
9.3.2.1 Dado di fondazione

Il dado di fondazione presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ16/20 come armatura resistente su tutti i lati. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo INV SLU A1, sono pari a:

N_{Sd} = -43 kN

M_x = 877 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.86.

La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo INV SLU A1, è:

V_{sd} = 46 kN

Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 160 cm, h = 160 cm, non armata a taglio.

V_{Rd} = 778 kN > V_{sd}

La sezione risulta verificata.

9.3.2.2 Suola di fondazione

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.4 m
Larghezza = 4.4 m
Altezza sezione h = 1.1 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -214 kN
V_{sd} = 46 kN
M_{sd} = 877 kNm

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.4 m
b = 1.6 m

SLU

q_{max} = 160 kPa per

N = 1694 kN

M = 877 kNm

X1 = 1.04

R_{1d} = 406 kN

T_{1d} = 306 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1571 * 391 = 614$ kN/m > $T_{1d} / 4.4 = 70$ kN/m

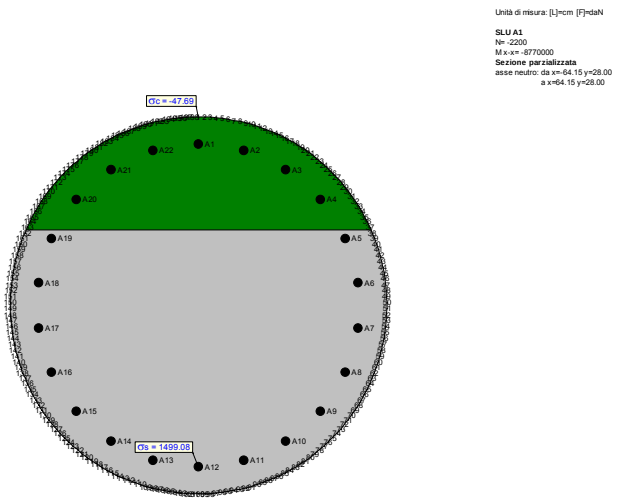
9.3.2.3 Verifica tirafondi

Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi risultano:

N_{sd} = -22 kN

V_{sd} = 46 kN

M_{sd} = 877 kNm



$\sigma_c = 4.7$ MPa
$\sigma_s = 150$ MPa

$N_c = A_c * \sigma_c = 3881 * 4.7 = 182$ kN
$N_s = A_s * \sigma_s = 707 * 150 = 106$ kN

I tirafondi previsti per l'ancoraggio della torre faro consistono in 22 M30 S355.
I tirafondi sono del tipo ad uncino e presentano le seguenti caratteristiche:

d = 30 mm
a_{min} = 100 mm distanza asse tirafondo-bordo calcestruzzo
r = 63 mm raggio dell'uncino
L = 1800 mm lunghezza di ancoraggio
$f_{ad,d}$ = 1.27 per f_{ck} = 30 MPa (C30/37)

La resistenza lato calcestruzzo dei tirafondi vale:

$N_{Rd} = f_{ad,d} /(1+d/a)^2 * \pi * d * (L+6.4*r) = 156$ kN > N_s

La resistenza lato acciaio dei tirafondi vale:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.3 < 1$$

In cui:
$F_{v,Sd}$ = 2.1 kN
$F_{t,Sd}$ = 106 kN
$F_{v,Rd} = 0.6*f_u*A_{res}/\gamma_{M2} = 0.6*510*707/1.25 = 173$ kN
$F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_{res}/\gamma_{M2} = 0.9*510*707/1.25 = 260$ kN

La verifica è soddisfatta

9.3.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il peso della fondazione risulta:
$W_f = 654$ kN
Il peso della terra soprastante risulta:
$W_f = 606$ kN

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 1.6$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 1.3$ kg/cm^2.
Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.03	
Coefficiente di sicurezza	Fs	3.00	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	1.55	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs
$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			ącità port a fondaz
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im} t/m^2
m	m	m	m	m	m																
4.40	4.40	3.00	2.93	0.733	0.733	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1574	1.273	0.9201	0.9659	0.9659	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	579.81

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 25.0$ kg/cm^2 > p =1.6 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione

Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.03	
Coefficiente di sicurezza	Fs	3.00	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	1.75	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs
$Q_{lim} = 0,5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			acità port a fondaz
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im} t/m^2
m	m	m	m	m	m																
4.40	4.40	3.00	2.93	0.733	0.733	0.7333	1.4166	1.4354	1.000	1.1883	1.273	0.8936	0.9615	0.9615	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	251.77

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 14.0$ kg/cm^2 > p =1.3 kg/cm^2.

9.3.4. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni ultime SLU A1 e vale $V_{max} = 46$ kN.
$N_{slu} = -1280$ kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 1280 * tg(2/3*38°) / 1.1 = 550 kN > V_{sd}

La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 40 kN.
N_{slu} = -1280 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1280 * tg(2/3*32°) / 1.1 = 454$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.3.5. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

F_s = 0.9*(654+606) = 360 kN b = 2.2 m
$F_{r,1}$ = 46 kN b = 3.0 m
$M_{r,1}$ = 877 kNm

M_s = 2495 kNm > M_r = 1016 kNm

La verifica è soddisfatta.

9.4. Locali tecnici RMG

I locali tecnici delle gru RMG sono interrate, hanno dimensioni in pianta pari a 2.8 m x 6.0 m ed un'altezza di 3.3 m. La copertura è costituita da una dalla in c.a. di spessore 24 cm. I setti sono di 25 cm e la fondazione di 30 cm di spessore.

Di seguito si riportano la planimetria e la sezione del locale tecnico in oggetto.

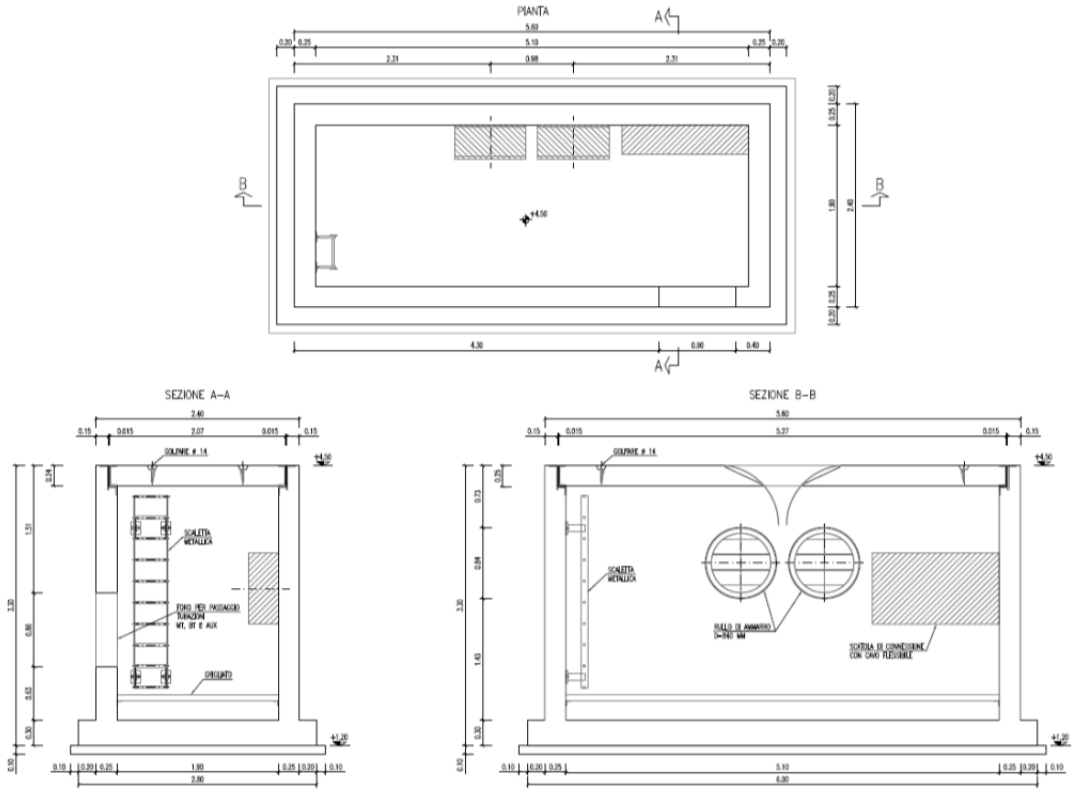


FIG. 9.31 - PLANIMETRIA E SEZIONI DEL LOCALE TECNICO DELLE GRU RMG

9.4.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi

Il locale è soggetto ai seguenti carichi:

- Carico di 40 kPa sulla dalla di copertura;
- Carico di 238 kN per carico ruota shuttle carrier su impronta di 50 cm x 50 cm;
- Spinta della terra;
- Carico proveniente dal passaggio della gru sulla parete adiacente pari a circa 90 kPa.

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute in fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

Combinazione SLU				
Elemento	**N [kN/m]**	**V [kN/m]**	**M+ [kNm/m]**	**M- [kNm/m]**
Parete lato rotaia e fondazione	-96	192	150	-90
Parete generica	-96	40	45	-26
Dalla di copertura	-	130	40/15	-10
Combinazione Rara				
Elemento	**N [kN/m]**	**V [kN/m]**	**M+ [kNm/m]**	**M- [kNm/m]**
Parete lato rotaia e fondazione	-55	220	104	-68
Parete generica	-58	50	22	-16
Dalla di copertura	-	60	28/15	-5
Combinazione Frequente				
Elemento	**N [kN/m]**	**V [kN/m]**	**M+ [kNm/m]**	**M- [kNm/m]**
Parete lato rotaia e fondazione	-50	170	75	-50
Parete generica	-53	46	22	-15
Dalla di copertura	-	43	21\7	-4
Combinazione Quasi Permanente				
Elemento	**N [kN/m]**	**V [kN/m]**	**M+ [kNm/m]**	**M- [kNm/m]**
Parete lato rotaia e fondazione	-50	150	66	-43
Parete generica	-52	47	21	-14
Dalla di copertura	-	40	18\6	-3

TAB. 9.20 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUGLI ELEMENTI DEL LOCALE TECNICO PER LE DIVERSE COMBINAZIONI

Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime e minime ottenute in fondazione.

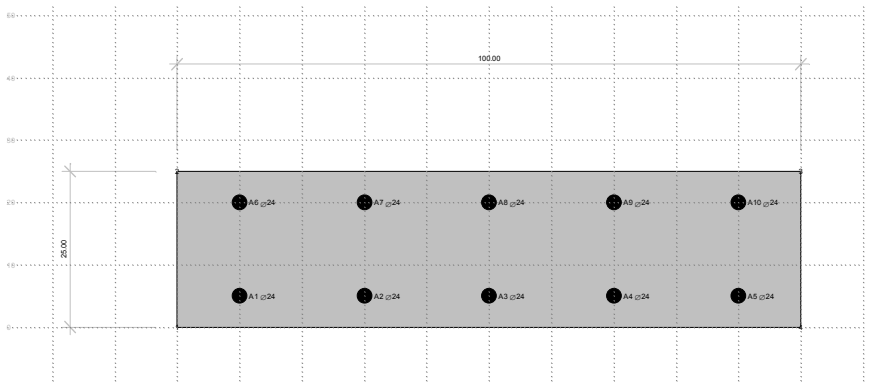
OutputCase	CaseType	StepType	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
SLU_1 A1	Combinati	Max	100.00	1.00
SLU_2 A1	Combinati	Max	125.00	1.25
SLU_1 A2	Combinati	Max	75.00	0.75
SLU_2 A2	Combinati	Max	157.00	1.57

TAB. 9.21 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME SUL PIANO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

9.4.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

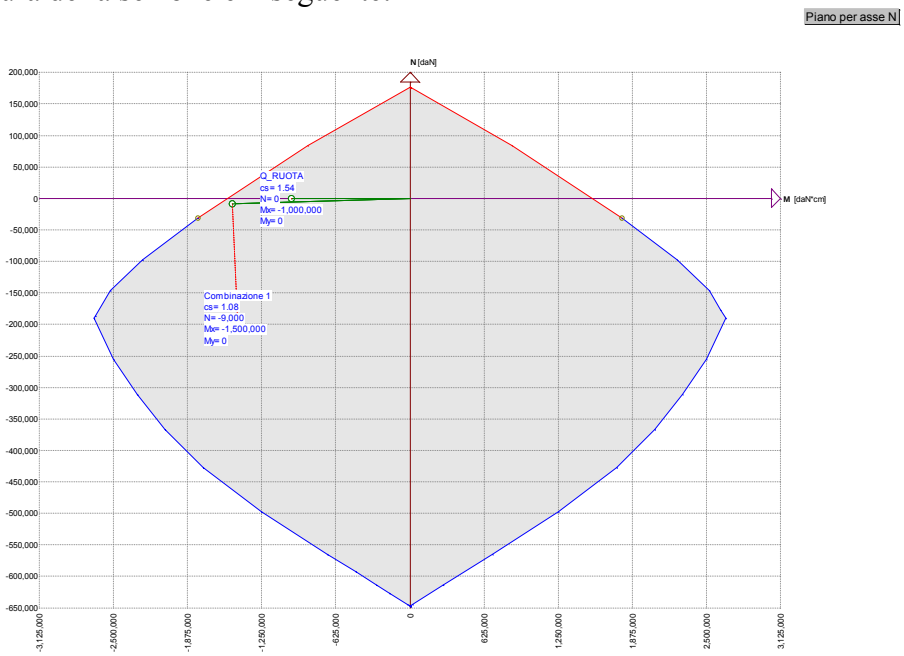
9.4.2.1 Parete verticale lato trave rotaia

La parete presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione alla base presenta ϕ24/20 come armatura resistente su tutti i lati. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



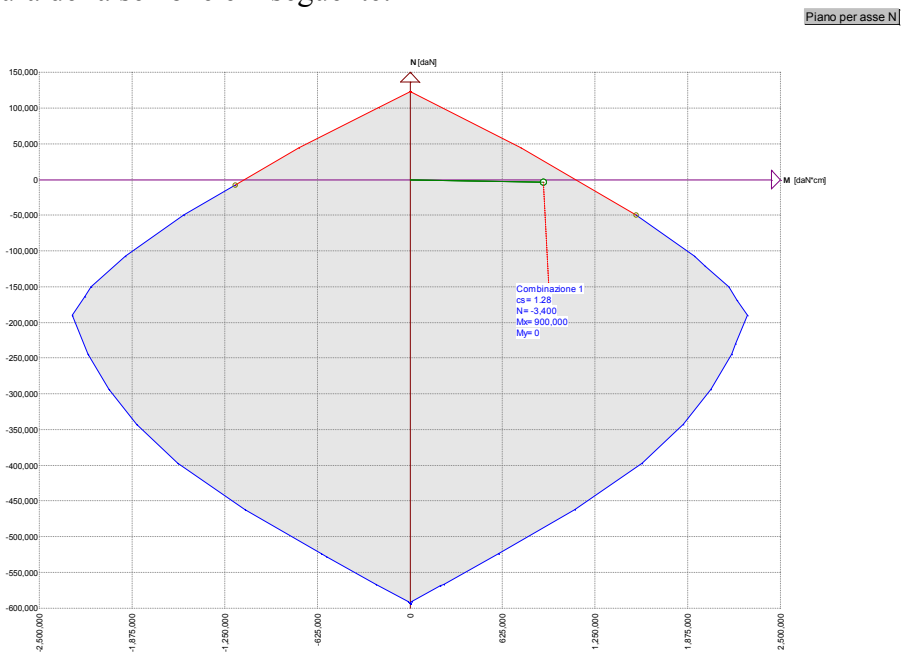
Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo INV SLU A1, sono pari a:

N_{Sd} = -96 kN/m

M_x = 150 kNm/m

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.08. La sezione è pertanto verificata.

La sezione in mezzeria presenta ϕ20/20 come armatura resistente su tutti i lati. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo INV SLU A1, sono pari a:
N_{Sd} = -83 kN/m
M_x = -90 kNm/m
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.28. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo INV SLU A1, è:
V_{sd} = 192 kN/m
Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 100 cm, h = 25 cm, non armata a taglio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	250 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	200 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4524 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	96 kN	σcp	0.384 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	2.000				
νmin	0.560				
ρl	0.020	>	0.02		

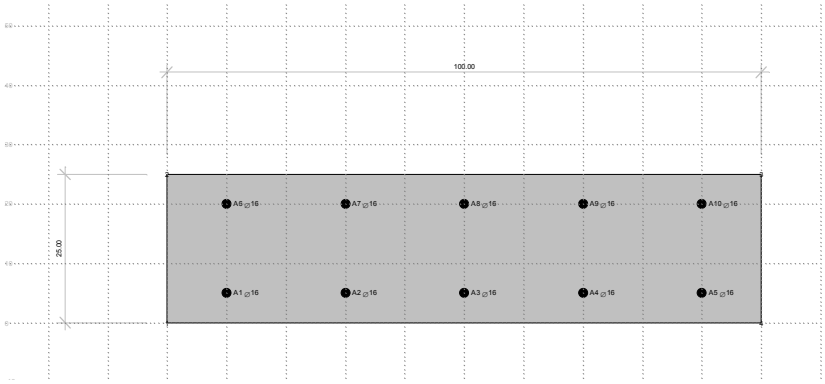
VRd = 204 kN
VRd min = 124 kN

Se VEd > 204 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

La sezione risulta verificata.

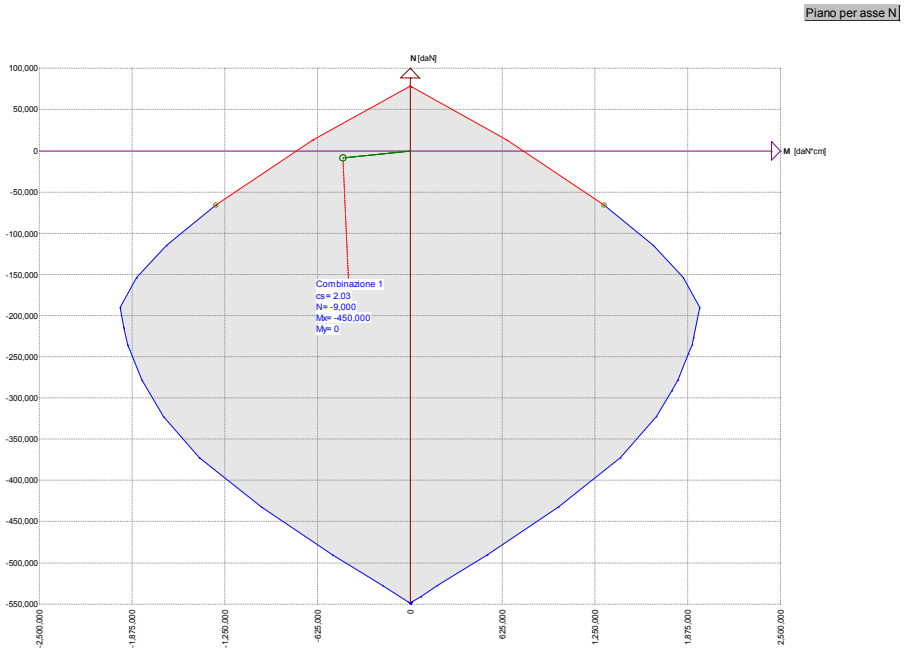
9.4.2.2 Parete verticale generica

La parete presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione alla base presenta ϕ16/20 come armatura resistente su tutti i lati. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo INV SLU A1, sono pari a:

N_{Sd} = -96 kN/m

M_x = 45 kNm/m

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.03.

La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo INV SLU A1, è:

V_{sd} = 40 kN/m

Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 100 cm, h = 25 cm, non armata a taglio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	250 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	200 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2000 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	96 kN	σcp	0.384 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	2.000				
νmin	0.560				
ρl	0.010	<	0.02		
VRd =	**164 kN**				
VRd min =	**124 kN**				
Se VEd >	**164 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

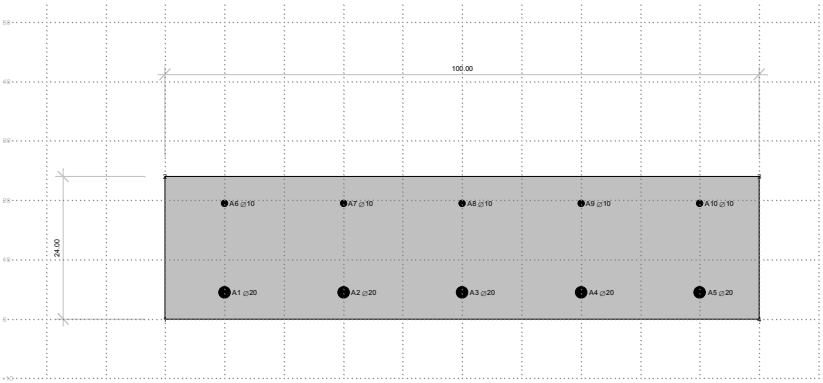
La sezione risulta verificata.

9.4.2.3 Suola di fondazione

La suola di fondazione ha spessore di 30 cm e armature pari a ϕ24/20. Le sollecitazioni sono le medesime della parete verticale lato rotaia pertanto la fondazione risulta verificata.

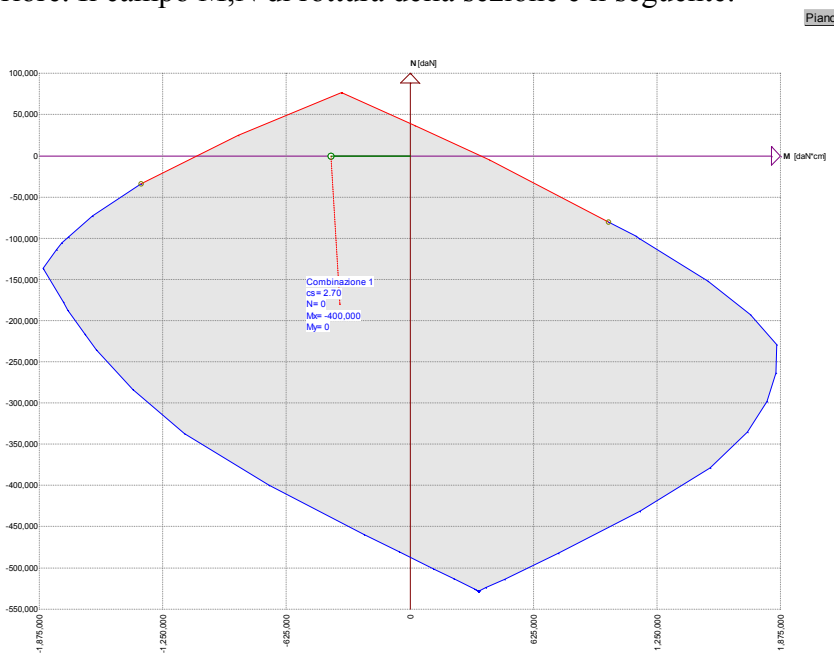
9.4.2.4 Dalla di copertura

La dalla di copertura presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ20/20 come armatura resistente al lembo inferiore e ϕ10/20 al lembo superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo INV SLU A1, sono pari a:

M_x = 40 kNm/m

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.70.

La sezione è pertanto verificata.

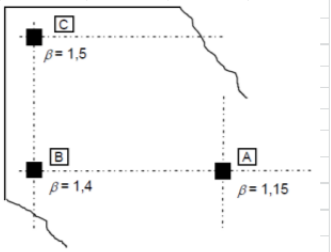
Verifica a punzonamento

VERIFICA DALLA DI COPERTURA

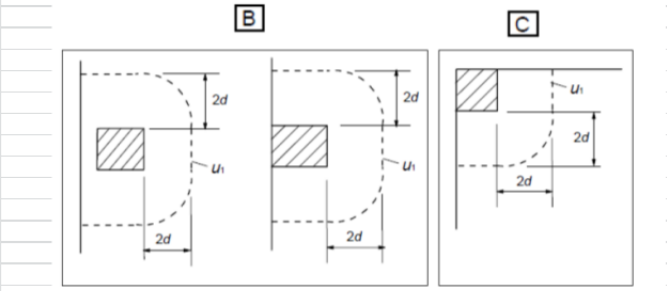
(EUROCODICE 2 UNI EN 1992-1-1 2005: PUNZONAMENTO (6.4))

Lungo il perimetro del pilastro, o perimetro dell'area caricata, la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata: $v_{Ed} < v_{Rdmax}$ *(§ 6.4.3.2.a)*

R_{ck} =	400	daN/cm²	
f_{ywd} =	3913	daN/cm²	
h =	24	cm	altezza soletta
c =	5	cm	copriferro medio
d =	19	cm	altezza utile
f_{ck} =	33.2	N/mm²	
f_{cd} =	18.81333	N/mm²	
α_{cc} =	0.85		
γ_c =	1.5		coeff. parziale cls
ν =	0.57		v. (6.6)(6.3N)(6.47)



Pilastro				
posizione	A		vedi figura	
c1 =	52	cm	lato 1	
c2 =	30	cm	lato 2	
	1	52		
β =	1.15			
u_0 =	164	cm	min. perimetro	§ 6.4.5.3
N_k =	23800	daN	azione punzonante (val. car.)	
γ =	1.5		coeff. azione punzonante	
N_{SLU} =	35700	daN	azione punzonante (val. SLU)	
$v_{Rd,max}$ =	53.66	daN/cm²		§ 6.4.5.3
v_{Ed} =	13.18	daN/cm²	Verificato	(6.53)



L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se: $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ *(§ 6.4.3.2.b)*

φ arm. y	20	passo	20	3.14	
φ arm. z	16	passo	20	2.01	
ρ_y =	0.0065		vedi	§ 6.4.4.1	
ρ_z =	0.0042				
ρ_l =	0.0052				
k =	2.00				
2 d =	38	cm			
u_1 =	403	cm			
$v_{Rd,c}$ =	6.22	daN/cm²			(6.47)
v_{Ed} =	5.36	daN/cm²	Verificato		(6.38)

La sezione risulta verificata.

9.4.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il peso della struttura risulta:
$W_f = 590$ kN

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 1.25$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 1.57$ kg/cm^2.
Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	1.58	
Coefficiente di sicurezza	Fs	3.00	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	57.66	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5{*}\gamma{*}(B\text{-}2e_t){*}N_\gamma{*}s_\gamma{*}d_\gamma{*}i_\gamma{*}b_\gamma{*}g_\gamma + c{*}N_c{*}s_c{*}d_c{*}i_c{*}b_c{*}g_c + \gamma_{sup}{*}D{*}N_q{*}s_q{*}d_q{*}i_q{*}b_q{*}g_q$

$N_\gamma = 1{,}5{*}(Nq\text{-}1){*}\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq = e^{\pi{*}\tan\varphi}{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc = (Nq\text{-}1){*}\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			città por fondaz
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
2.80	6.00	3.30	1.87	0.467	1.000	0.876	1.243	1.248	1.000	1.272	1.471	0.268	0.129	0.129	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	85.99

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 3.7$ kg/cm^2 > p =1.25 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	2.11	
Coefficiente di sicurezza	Fs	3.00	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	65	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs
$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N_\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			città por fondaz
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
B	L	D	B'	et	el																t/m^2
m	m	m	m	m	m																
2.80	6.00	3.30	1.87	0.467	1.000	0.876	1.194	1.203	1.000	1.325	1.471	1.063	0.077	0.077	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	52.07

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 2.88$ kg/cm^2 > p =1.57 kg/cm^2.

10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO

Per la verifica agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle verifiche di deformabilità, cedimento, tensionali e di fessurazione delle opere in oggetto.

10.1. Trave rotaia di fondazione

10.1.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

10.1.1.1 Trave rotaia di fondazione

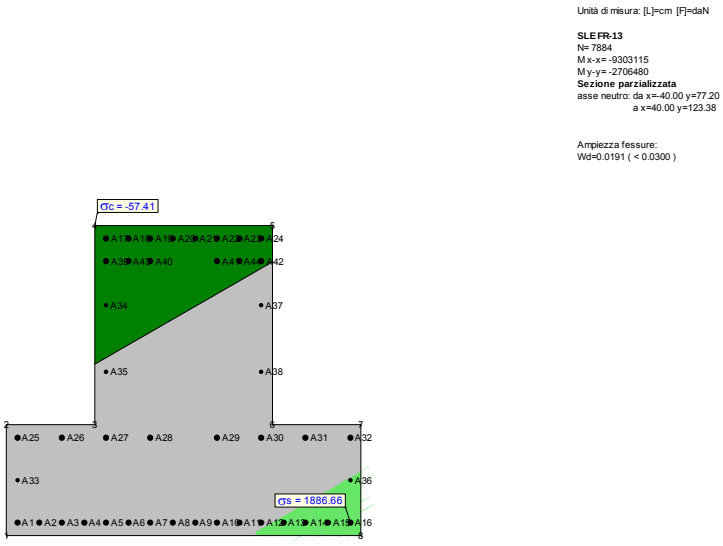
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
N_{sd} = 113 kN
M_{xx} = 1594 kNm
M_{yy} = 341 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = 84 kN
M_{xx} = 878 kNm
M_{yy} = 215 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 8.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 4.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 307 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = 76 kN
M_{xx} = 1136 kNm
M_{yy} = 236 kNm

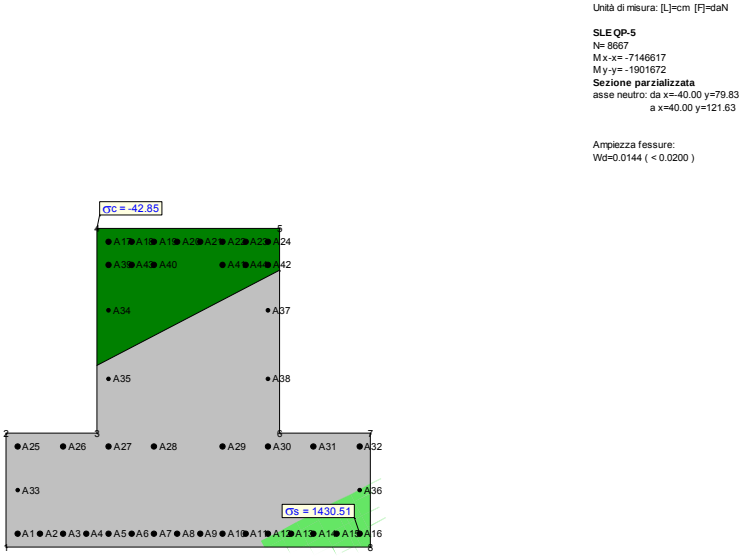


Armature efficaci: Area totale= 14,58 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 720 cm^2 ρ_{eff} = 0,0202
Tensione baricentrica = 175 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,93 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000525 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 36,4 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0191 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = 86 kN
M_{xx} = 715 kNm

M_{yy} = 190 kNm



Armature efficaci: Area totale= 14,58 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 726 cm^2 ρ_{eff} = 0,0201

Tensione baricentrica = 133 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,93 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000399 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 36,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0144 (<0,02)

10.1.1.2 Cordolo di collegamento

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

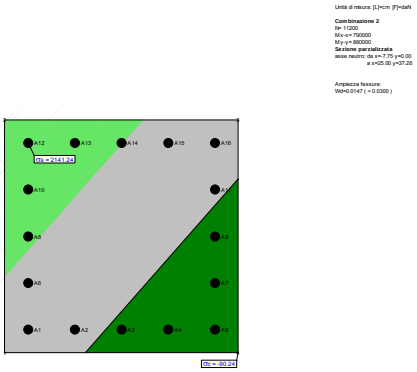
N_{sd} = 160 kN

M_{xx} = 114 kNm
M_{yy} = 125 kNm
SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = 96 kN
M_{xx} = 69 kNm
M_{yy} = 75 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 12.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 7.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 306 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = 112 kN
M_{xx} = 79 kNm
M_{yy} = 88 kNm



<senza titoli> - C:\Utn\Vado\Trave rotaia\Verifiche\Cordolo_3.PRE - 23/07/2014 16.38.21

Armature efficaci: Area totale= 15,70 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 498 cm^2 ρ_{eff} = 0,0315
Tensione baricentrica = 167 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000490 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 30,0 cm

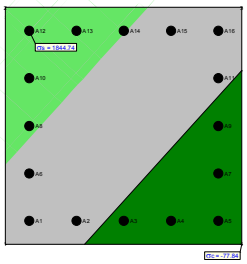
Ampiezza fessure w_d = 0,0147 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = 96 kN

M_{xx} = 69 kNm

M_{yy} = 75 kNm



Armature efficaci: Area totale= 15,70 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 499 cm^2 ρ_{eff} = 0,0315

Tensione baricentrica = 144 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000422 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 30,3 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0128 (<0,02)

10.1.2. Valutazione dei cedimenti e delle deformazioni

Per quanto riguarda la salvaguardia della funzionalità delle opere, gli spostamenti a lungo termine in fase di esercizio degli elementi, calcolati sotto la condizione di stato limite di esercizio rara dei carichi, non dovrebbero superare i limiti presentati nella Normativa ISO 12488-1, richiamati nel capitolo 2.1.

Per i calcoli si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:
Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 2.27 kg/cm^2.

In figura si riporta la massima deformazione laterale ottenuta per combinazione rara.

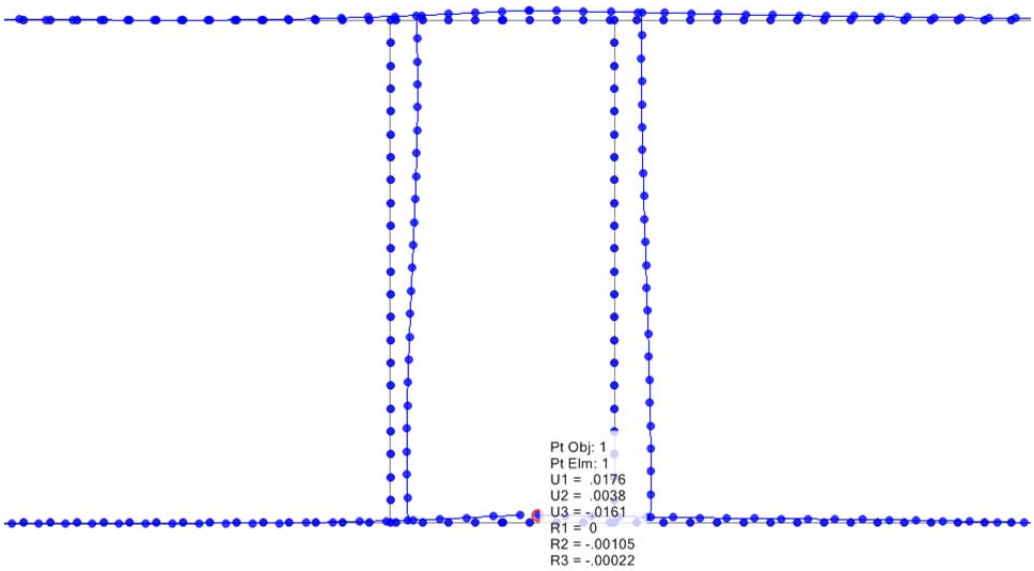


FIG. 10.1 - STATO LIMITE DI ESERCIZIO COMBINAZIONE RARA - DEFORMAZIONE MASSIMA LATERALE

La massima deformazione laterale risulta pari a 3.8 mm inferiore rispetto a quella prevista da Normativa per le gru di classe 2 ed uguale alla minore tra la B_{w1} = ±20 mm e la A_{w1} = ±(16+0.25*(22.49-16)) = ±17.6 mm.

Per quanto concerne le deformazioni verticali di seguito viene valutato il cedimento verticale massimo considerando la massima pressione che si ottiene sotto il carico della gru.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della trave rovescia di fondazione:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot E_0 \cdot l^3 \cdot b}{\left(1 - v_0^2\right) \cdot E_1 \cdot J}$$

Dove:
J_{xx} = 0.250951 m^4
E_0 = 114 MPa
E_1 = 30000 MPa
v_0 = 0.27
Risulta quindi:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot 114 \cdot 10^3 \cdot 1.6}{\left(1 - 0.27^2\right) \cdot 30000 \cdot 0.250951} = 20.5 > 1$$

Definito il parametro α come rapporto tra lunghezza della trave e base risulta:

$$\alpha = \frac{2l}{b} = \frac{50}{1.6} = 31 > 20$$

La trave non risulta infinitamente rigida. Si passa a valutare se essa possa essere assimilata a infinitamente flessibile.
Si calcola:

$$L = \left[\frac{2 \times E_1 \times J \times \left(1 - v_0^2\right)}{b \times E_0}\right]^{0.33} = 4.2$$

E si definiscono le seguenti quantità:

$$\beta = \frac{b}{2L} = \frac{1.6}{2 \times 4.2} = 0.19 \qquad 0.15 < \beta < 0.3$$

$$l^* = \frac{l}{L} = \frac{25m}{4.2} = 5.9 \qquad > 2$$

La trave è infinitamente flessibile.
Il valore dell'invariante, per travi flessibili rettangolari, dipende dal rapporto 2l/b:
I = 2.24 (valore medio per rapporti 2l/b > 10)

Il cedimento di una fondazione nastriforme flessibile risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 227 \times 1.6 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 2.24 = 0.0066 \text{ m} = 6.6 \text{ mm}$$

Il massimo cedimento differenziale consentito tra due rotaie della stessa gru è per Normativa pari a ±20 mm, maggiore di quello appena calcolato.

Il cedimento differenziale longitudinale è limitato dalla presenza dei connettori a taglio.

10.2. Fondazioni reefer racks

10.2.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

10.2.1.1 Fondazione plinto 1

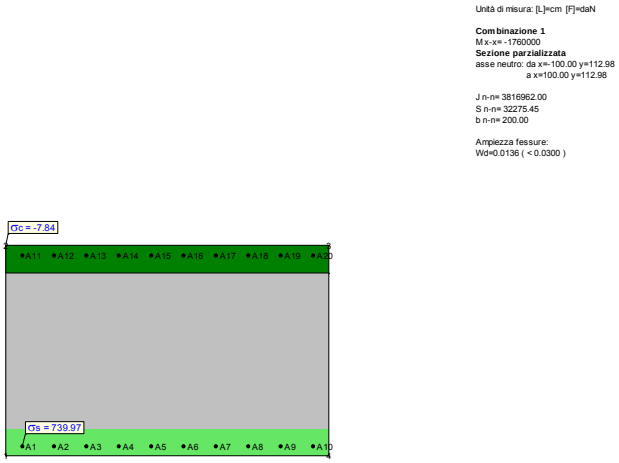
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M_{xx} = 220 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M_{xx} = 165 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 92 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 176 kNm



Armature efficaci: Area totale= 20,11 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 3326 cm^2 ρ_{eff} = 0,0060

Tensione baricentrica = 74 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

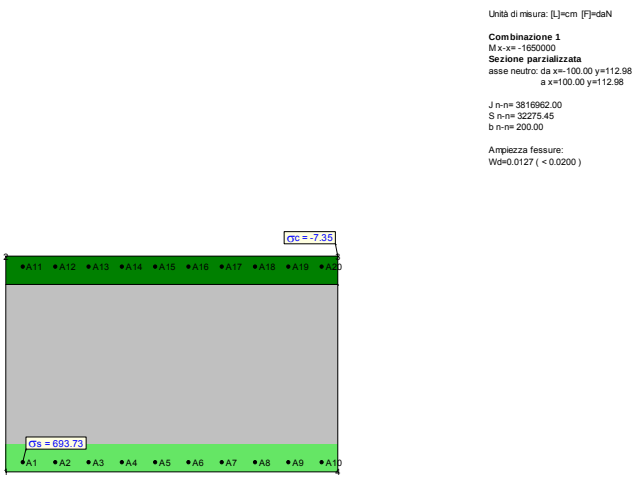
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000217 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,7 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0136 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 165 kNm



Armature efficaci: Area totale= 20,11 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 3326 cm^2 ρ_{eff} = 0,0060

Tensione baricentrica = 69 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000203 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,7 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0127 (<0,02)

10.2.1.2 Fondazione plinto 2

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

M_{xx} = 700 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

M_{xx} = 525 kNm

Le tensioni di verifica sono

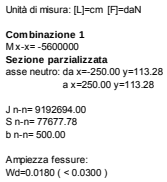
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$

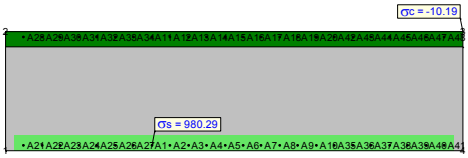
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 122 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 560 kNm





Armature efficaci: Area totale= 48,25 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 8005 cm^2 ρ_{eff} = 0,0060

Tensione baricentrica = 98 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

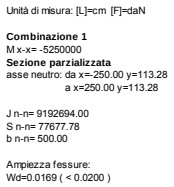
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

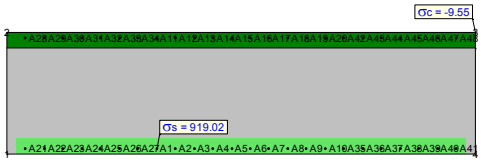
Deformazione media ε_{sm}= 0,000287 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0180 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 525 kNm





Armature efficaci: Area totale= 48,25 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 8005 cm^2 ρ_{eff} = 0,0060

Tensione baricentrica = 92 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000269 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0169 (<0,02)

10.2.1.3 Fondazione plinto 3

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M_{xx} = 680 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M_{xx} = 510 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.2 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 92 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

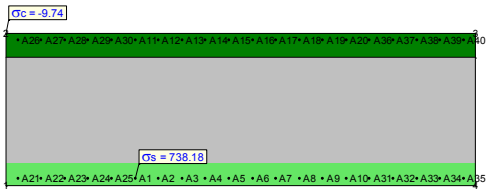
M_{xx} = 544 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -5440000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-200.00 y=109.52
a x=200.00 y=109.52

J n-n= 1.144289E7
S n-n= 97564.82
b n-n= 400.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0127 (< 0.0300)



Armature efficaci: Area totale= 62,8 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 7717 cm^2 ρ_{eff} = 0,0081

Tensione baricentrica = 74 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000216 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 58,7 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0127 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

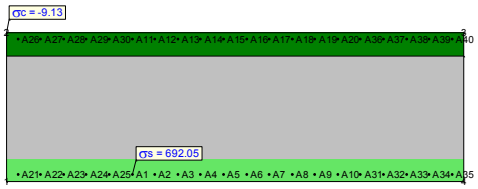
M_{xx} = 510 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -5100000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-200.00 y=109.52
a x=200.00 y=109.52

J n-n= 1.144289E7
S n-n= 97564.82
b n-n= 400.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0119 (< 0.0200)



Armature efficaci: Area totale= 62,8 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 7717 cm^2 ρ_{eff} = 0,0081

Tensione baricentrica = 69 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000203 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 58,7 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0119 (<0,02)

10.2.2. Valutazione dei cedimenti

10.2.2.1 Fondazione plinto 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.1 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 200/130 = 1.54 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 110 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.003 \text{ m} = 0.3 \text{ cm}$$

10.2.2.2 Fondazione plinto 2

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 0.92$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 200/130 = 1.54 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 92 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0024 \text{ m} = 0.24 \text{ cm}$$

10.2.2.3 Fondazione plinto 3

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 1.33$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 200/130 = 1.54 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:

I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 133 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0035 \text{ m} = 0.35 \text{ cm}$$

Il massimo cedimento differenziale tra le fondazioni della struttura risulta:

$\Delta w = 0.11$ cm

Tale cedimento differenziale risulta inferiore al cedimento differenziale ammissibile di una struttura metallica intelaiata con luci di 10 m uguale a 0.2% L (2 cm).

10.3. Fondazione torre faro

10.3.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

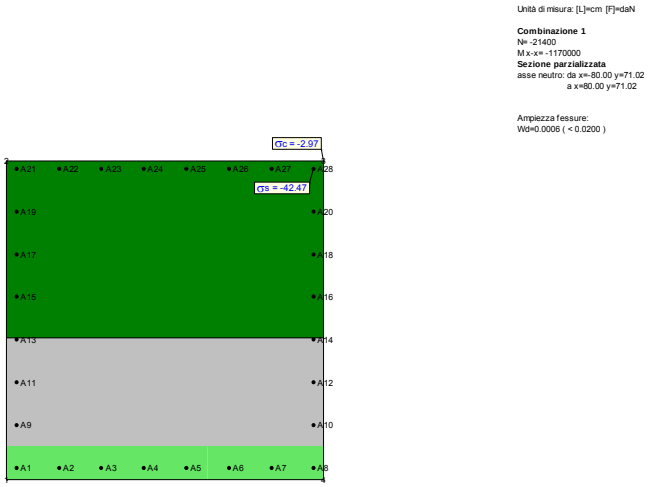
10.3.1.1 Dado di fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
N = 214 kN
M = 585 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M = 0 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 2.1 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 133 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:
N = 214 kN
M = 117 kNm



Armature efficaci: Area totale= 16,11 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 2644 cm^2 ρ_{eff} = 0,0061
Tensione baricentrica = 32 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000010 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,7 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0006 (<0,03)
10.3.1.2 Suola di fondazione

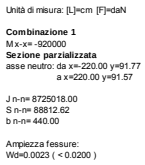
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

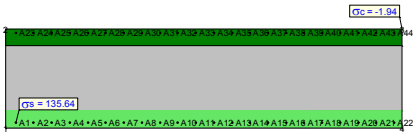
SLE RARA
M = 462 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M = 0 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 68 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:
M = 92 kNm





Armature efficaci: Area totale= 69,11 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 8489 cm^2 ρ_{eff} = 0,0081
Tensione baricentrica = 132 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000040 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 58,7 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0023 (<0,03)

10.3.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.1 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 140/110 = 1.27 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 110 \times 4.4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.003 \text{ m} = 0.3 \text{ cm}$$

10.4. Locali tecnici RMG

10.4.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

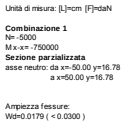
10.4.1.1 Parete verticale lato trave rotaia

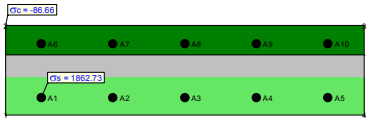
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
N = -55 kN/m
M = 104 kNm/m

SLE QUASI PERMANENTE
N = -50 kN/m
M = 66 kNm/m

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 11.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 7.6 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 260 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:
N = -50 kN/m
M = 75 kNm/m





Armature efficaci: Area totale= 22,62 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1059 cm^2 ρ_{eff} = 0,0214

Tensione baricentrica = 185 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,40 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

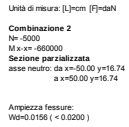
Deformazione media ε_{sm}= 0,000559 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 32,0 cm

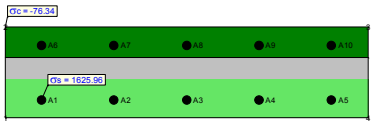
Ampiezza fessure w_d = 0,0179 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N = -50 kN/m

M = 66 kNm/m





Armature efficaci: Area totale= 22,62 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1058 cm^2 ρ_{eff} = 0,0214

Tensione baricentrica = 162 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,40 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000488 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 32,0 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0156 (<0,02)

10.4.1.2 Parete verticale generica

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N = -58 kN/m

M = 22 kNm/m

SLE QUASI PERMANENTE

N = -46 kN/m

M = 21 kNm/m

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 4.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$

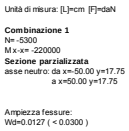
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 3.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$

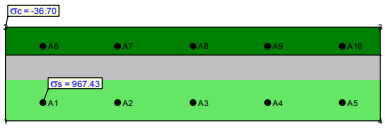
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 105 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N = -46 kN/m

M = 22 kNm/m





Armature efficaci: Area totale= 10,00 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1091 cm^2 ρ_{eff} = 0,0092

Tensione baricentrica = 96 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

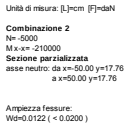
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

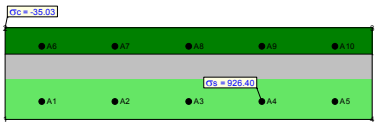
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000290 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 43,0 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0127 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:
N = -46 kN/m
M = 21 kNm/m





Armature efficaci: Area totale= 10,00 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 1091 cm^2 ρ_{eff} = 0,0092
Tensione baricentrica = 92 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,60 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000278 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 43,0 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0122 (<0,02)

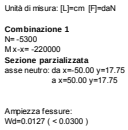
10.4.1.3 Dalla di copertura

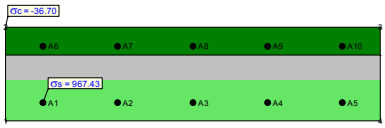
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M = 28 kNm/m

SLE QUASI PERMANENTE
M = 18 kNm/m

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 4.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 2.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 105 MPa = $\sigma_{s,sd}$

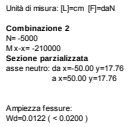
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:
M = 21 kNm/m

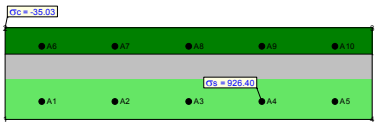




Armature efficaci: Area totale= 15,70 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 1091 cm^2 ρ_{eff} = 0,0156
Tensione baricentrica = 79 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000237 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 33,0 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0080 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:
M = 18 kNm/m





Armature efficaci: Area totale= 15,70 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 1091 cm^2 ρ_{eff} = 0,0156
Tensione baricentrica = 67 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000203 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 33,0 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0068 (<0,02)

10.4.2. Valutazione dei cedimenti

Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 0.9 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:

E = 114 MPa

La struttura viene considerata come rigida.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:

I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{\left(1-\nu^2\right)}{E}I = 90\times 6\times\frac{(1-0.27^2)}{114000}\times 0.82 = 0.0036 \text{ m} = 0.36 \text{ cm}$$