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

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

FONDAZIONI TRAVE ROTAIA E REEFER
RELAZIONE DI CALCOLO

MI010P-PE-S-C-R-4185-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	G. MARCOLINI	A. MARANI	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4185-C0
Fondazioni travi rotaia e reefer - Relazione di calcolo.doc

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

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

FONDAZIONI TRAVI ROTAIA E REEFER
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
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 16
4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA 17
4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno 18
4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo 19
4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio 22
4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 23
4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni 24
5. MATERIALI 25
5.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 25
5.2. Calcestruzzo 27
5.3. Acciaio per calcestruzzo armato 27
6. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 28
7. ANALISI CARICHI 31
7.1. Vita utile di progetto 31
7.2. Carichi permanenti (G_1) 31
7.2.1. Carichi permanenti reefer racks (G_1) 31
7.3. Carichi variabili (Q1) 31
7.3.1. Carichi gru RMG (Q_{crane}) 32
7.3.2. Carichi reefer racks (Q_r) 32
7.4. Azione termica (Q_2) 33
7.5. Vento (Q_3) 33
7.6. Azione sismica (E) 35
8. FATTORI DI CARICO 42
1.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2**Errore. Il segnalibro non è definito**
1.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2 43
1.3. Stato limite ultimo: EQU 44
1.4. Stati limite di esercizio 45
9. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI FONDAZIONE 46
9.1. Trave fondazione rotaia 47
9.1.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi 49

9.1.2. Risultati dell'analisi 56
9.1.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 60
9.1.4. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 69
9.2. Fondazioni reefer racks 76
9.2.1. Descrizione del modello e applicazione dei carichi 77
9.2.2. Risultati dell'analisi 83
9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 85
9.2.4. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 90
9.2.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 96
9.2.6. Verifica a ribaltamento EQU 98
9.3. Fondazione torre faro 100
9.3.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi 100
9.3.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 102
9.3.3. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 110
9.3.4. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 112
9.3.5. Verifica a ribaltamento EQU 113
10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO 114
10.1. Trave rotaia di fondazione 114
10.1.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 114
10.1.2. Valutazione dei cedimenti e delle deformazioni 119
10.2. Fondazioni reefer racks 123
10.2.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 123
10.2.2. Valutazione dei cedimenti 130
10.3. Fondazione torre faro 132
10.3.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 132
10.3.2. Valutazione dei cedimenti 135

ELENCO FIGURE

Figura 1-1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto 9
Figura 1-2 - Planimetria delle opere in oggetto 10
Figura 2-1 - Figura di riferimento per le dimensioni delle gru 14
Figura 2-2 - Vista prospettica tipologica della struttura metallica per i reefer 15
Figura 7-1 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti 39
Figura 7-2 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 40
Figura 7-3 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 41
Figura 9-1 - Planimetria travi rotaia di fondazione 48
Figura 9-2 - Planimetria travi rotaia di fondazione – blocco tipologico 48
Figura 9-3 - Sezioni tipologiche degli elementi di fondazione 49
Figura 9-4 - Modello 3D delle fondazioni trave rotaia 50
Figura 9-5 - Trave rotaia – Carico gru 1 ($Q_{crane-1}$) 51
Figura 9-6 - Trave rotaia – Carico gru 2 ($Q_{crane-2}$) 51
Figura 9-7 - Trave rotaia – Carico gru 3 ($Q_{crane-3}$) 52
Figura 9-8 - Trave rotaia – Carico gru 4 ($Q_{crane-4}$) 52
Figura 9-9 - Trave rotaia – Carico gru 5 ($Q_{crane-5}$) 53
Figura 9-10 - Trave rotaia – Carico su cordoli (Q_1) 53
Figura 9-11 - Trave rotaia – Carico termico negativo (Q_2) 54
Figura 9-12 - Trave rotaia – Carico termico positivo (Q_2) 54
Figura 9-13 - Combinazione INV SLU: Momento flettente nella trave 56
Figura 9-14 - Combinazione INV SLU: Sforzo assiale nella trave 56
Figura 9-15 - Combinazione INV SLU: Taglio nella trave 57
Figura 9-16 - Combinazione INV SLU: Momento flettente nel cordolo 57
Figura 9-17 - Combinazione INV SLU: Sforzo assiale nel cordolo 58
Figura 9-18 - Combinazione INV SLU: Taglio nel cordolo 58
Figura 9-19 - Planimetria e sezioni tipologiche degli elementi di fondazione 76
Figura 9-20 - Modello 3D della struttura metallica 78
Figura 9-21 - Modello struttura metallica – Carichi permanenti 79
Figura 9-22 - Modello struttura metallica – Carico neve 79
Figura 9-23 - Modello struttura metallica – Carichi accidentali 80
Figura 9-24 - Modello struttura metallica – Carico vento in x 81
Figura 9-25 - Modello struttura metallica – Carico vento in y 81

Figura 9-26 - Modello struttura metallica – Carico da urto 82
Figura 9-27 - Planimetria e sezioni del plinto di fondazione della torre faro 100
Figura 9-28 - Distribuzione dei carichi agenti sulla torre faro 101
Figura 10-1 - Stato limite di esercizio combinazione rara - Deformazione massima laterale 120

ELENCO TABELLE

Tabella 2-1 -	Tabella tolleranze di esercizio parte 1	11
Tabella 2-2 -	Tabella tolleranze di esercizio parte 2	12
Tabella 2-3 -	Tabella tolleranze di esercizio parte 3	12
Tabella 2-4 -	Tabella dimensioni geometriche delle gru RMG	13
Tabella 2-5 -	Tabella dei carichi delle gru RMG	13
Tabella 4-1 -	Tabella dei coefficienti parziali per le azioni	21
Tabella 4-2 -	Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici	21
Tabella 4-3 -	Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali	24
Tabella 5-1-	Classi di esposizione ambientale	25
Tabella 5-2 -	Classi di esposizione ambientale	26
Tabella 6-1 -	Stratigrafia media di progetto	28
Tabella 6-2 -	Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione	29
Tabella 6-3 -	Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione	30
Tabella 7-1 -	Carichi gru agenti su travi rotaia	32
Tabella 7-2 -	Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC)	38
Tabella 7-3 -	Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$	40
Tabella 9-1 -	Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC)	47
Tabella 9-2 -	Combinazioni di carico agli stati limite ultimi (STR)	55
Tabella 9-3 -	Combinazioni di carico agli stati limite ultimi (GEO)	55
Tabella 9-4 -	Tabella delle sollecitazioni flettenti massime M3 nella trave	59
Tabella 9-5 -	Tabella delle sollecitazioni di taglio massime V2 nella trave	59
Tabella 9-6 -	Tabella delle sollecitazioni assiali massime N nella trave	59
Tabella 9-7 -	Tabella delle sollecitazioni massime nel cordolo	59
Tabella 9-8 -	Tabella delle pressioni massime in fondazione per i diversi inviluppi	60
Tabella 9-9 -	Tabella delle massime sollecitazioni a taglio in presenza dei giunti	60
Tabella 9-10 -	Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 1 (4x2) per i vari inviluppi di combinazione	83
Tabella 9-11 -	Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 2 (4x5) per i vari inviluppi di combinazione	83
Tabella 9-12 -	Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto 3 (4x4) per i vari inviluppi di combinazione	84

Tabella 9-13 - Tabella delle pressioni massime sul piano di fondazione 84
Tabella 9-14 - Tabella delle sollecitazioni massime sul plinto di fondazione della torre faro per le diverse combinazioni 101
Tabella 9-15 - Tabella delle pressioni massime sul piano di fondazione della torre faro 102

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 Figura 1-1).

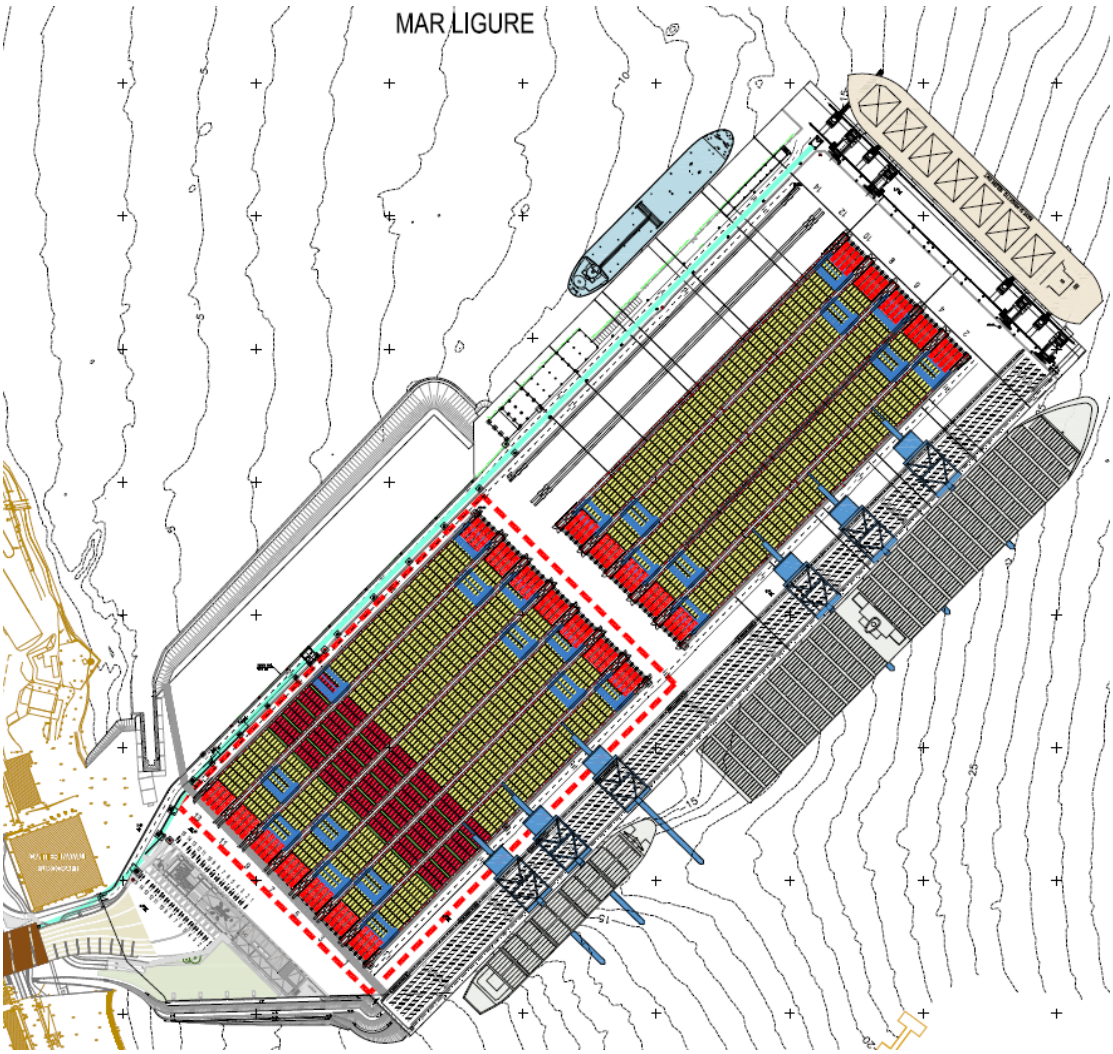


FIGURA 1-1 - PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

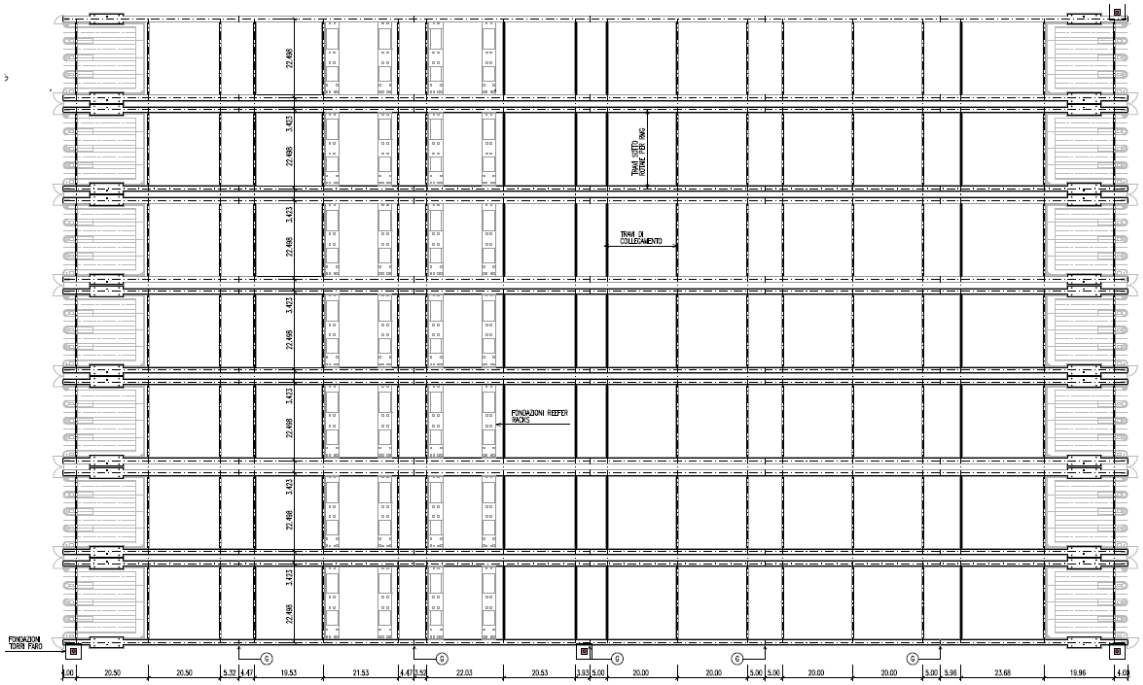


FIGURA 1-2 - PLANIMETRIA DELLE OPERE IN OGGETTO

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

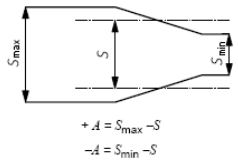
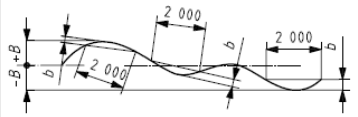
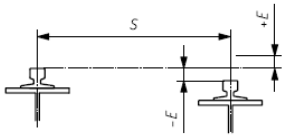
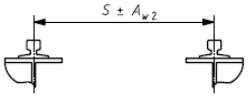
Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
A_{w1}	Tolerance of span S of crane rails related to rail centre at each point of travelling track		± 10 Valid for all spans $S \leqslant 16$ m ± [10+0,25(S–16)] 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	

TABELLA 2-1 - TABELLA TOLLERANZE DI ESERCIZIO PARTE 1

Table 7 (*continued*)

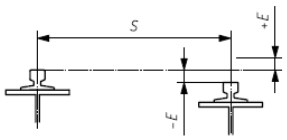
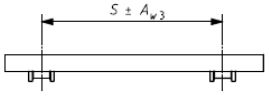
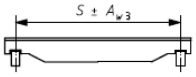
Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
E_{w2}	Tolerance of height related to opposite measuring points at right angles at each point of traversing track	Height of traversing track (lateral slope) 	± 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	

TABELLA 2-2 - TABELLA TOLLERANZE DI ESERCIZIO PARTE 2

Table 7 (*continued*)

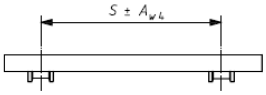
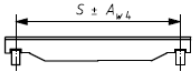
Tolerance parameter			Tolerance				
Symbol	Description with respect to this table	Graphical representation	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Unit
A_{w4}	Tolerance of span S of a crab related to wheel centre, wheel with flanges		± 3 Valid for all spans $S \leqslant 2$ m ± [3+0,2(S–2)] S in metres, valid 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	

TABELLA 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	

TABELLA 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	

TABELLA 2-5 - TABELLA DEI CARICHI DELLE GRU RMG

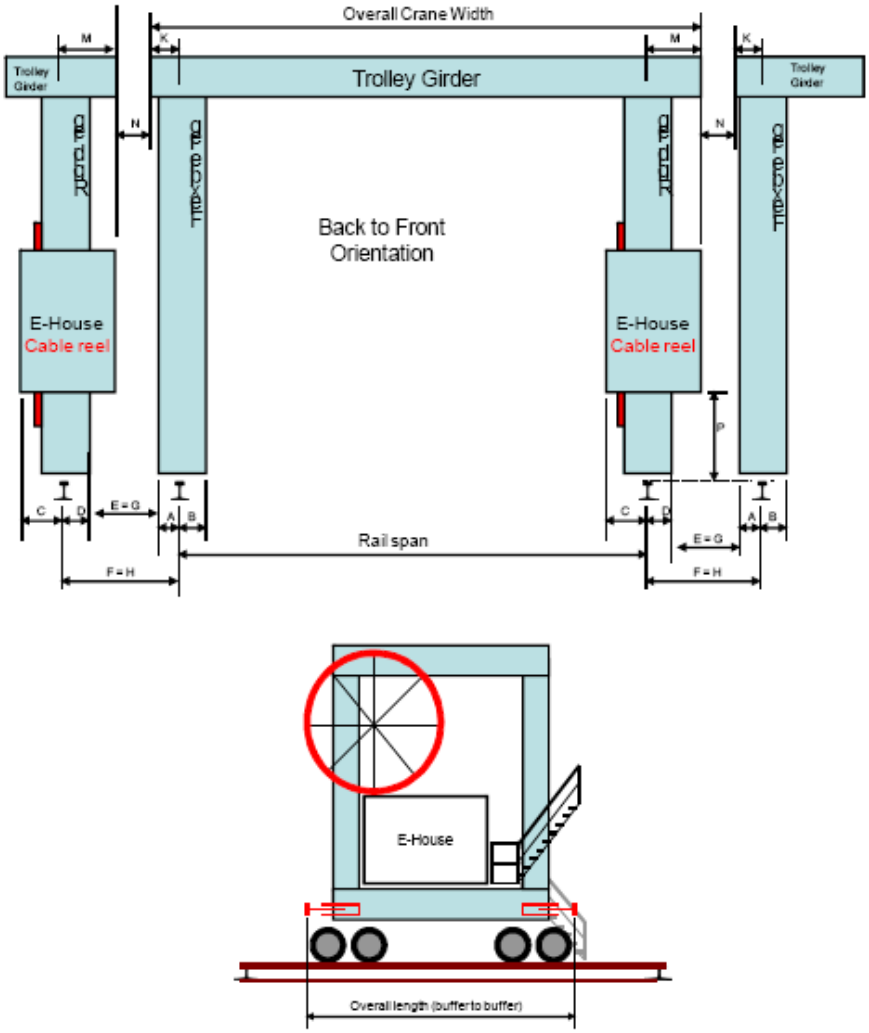


FIGURA 2-1 - FIGURA DI RIFERIMENTO PER LE DIMENSIONI DELLE GRU

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.

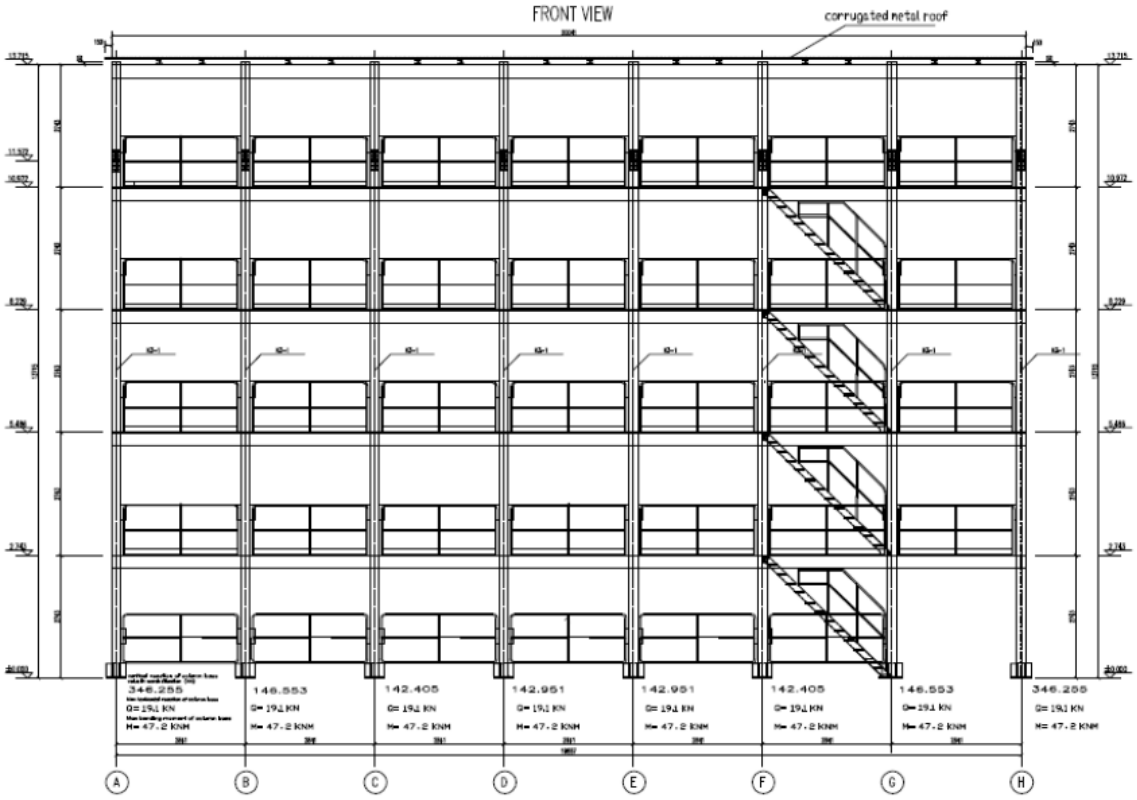


FIGURA 2-2 - VISTA PROSPETTICA TIPOLOGICA DELLA STRUTTURA METALLICA PER I REEFER

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.

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];
- 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

[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.

$Q>\psi_1 \cdot Q_k$ 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:

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

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

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

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

- <u>combinazione sismica</u> - 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 Tabella 4-1 e in Tabella 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

TABELLA 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'

TABELLA 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

TABELLA 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:

TABELLA 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).

TABELLA 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 (Tabella 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.

TABELLA 6-1 - STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono riassunte nella seguente Tabella 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/m^3)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m^2/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:

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

TABELLA 6-2 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI DI FONDAZIONE

Per quanto concerne invece i materiali da costruzione nella Tabella 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_{Ehr} (**)	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_{Ehr} quindi: $E_{hr} = \alpha_{Ehr} \times E$

TABELLA 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 tra le rotaie pari a 94 kPa.

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

TABELLA 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:

q_s =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

7.4. Azione termica (Q_2)

L'azione termica è valutata in base al valore di $\Delta Tu = \pm 15°C$ per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

L'azione termica è valutata in base al valore di $\Delta Tu = \pm 25°C$ 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

Reefer racks

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.

Si procede alla valutazione dell'azione tangenziale del vento dovuta alla presenza di pannelli con geometria esterna scabra secondo l'espressione:

$p_f = q_b\, c_e\, c_f = 490 * 2.66 * 0.04 = 52.136\ N/m^2$
dove il valore di c_f si ricava dalle Istruzioni per l'applicazione delle NTC.

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 interru-

zione 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.

TABELLA 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.
$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
$F_0 \rightarrow$ 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

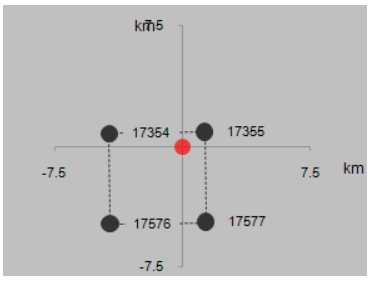


FIGURA 7-1 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI

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.

TABELLA 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

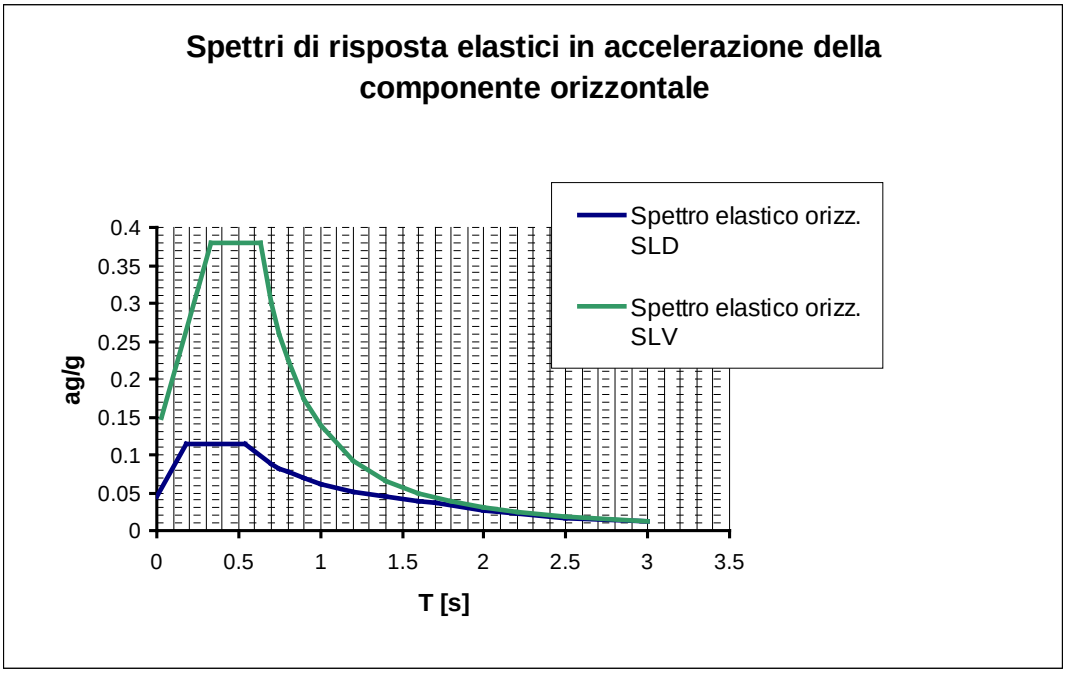


FIGURA 7-2 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

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.

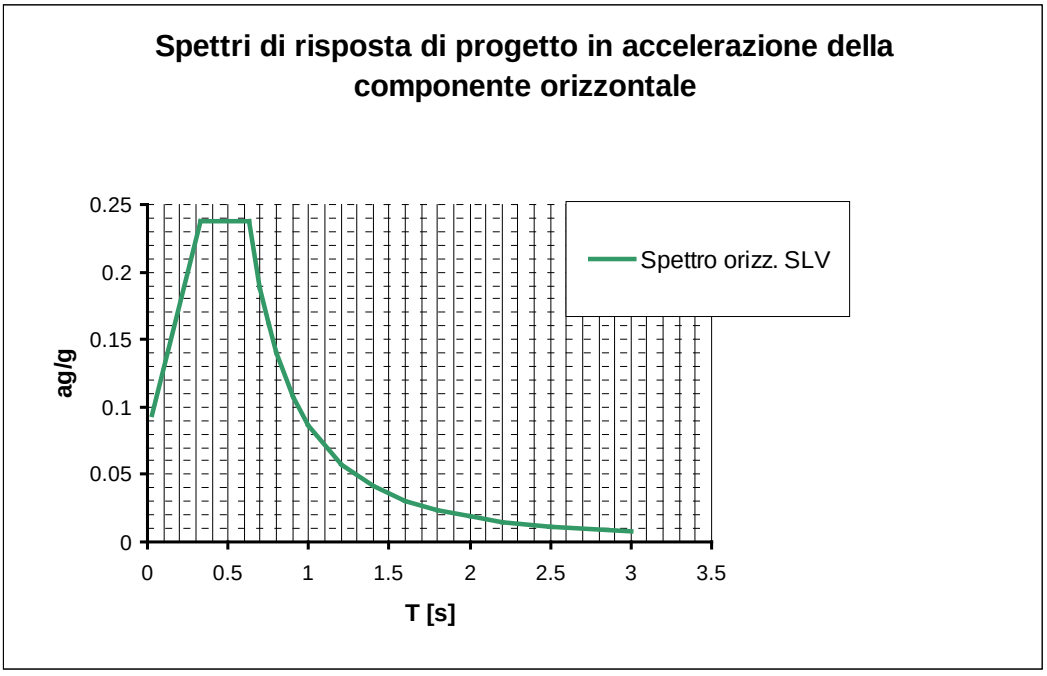


FIGURA 7-3 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

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

1.1. 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

8.2. 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

8.3. 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 RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=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.

TABELLA 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 di altezza 1.3 m e base 1.5 m. La trave di fondazione ha una lunghezza di circa 300 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.

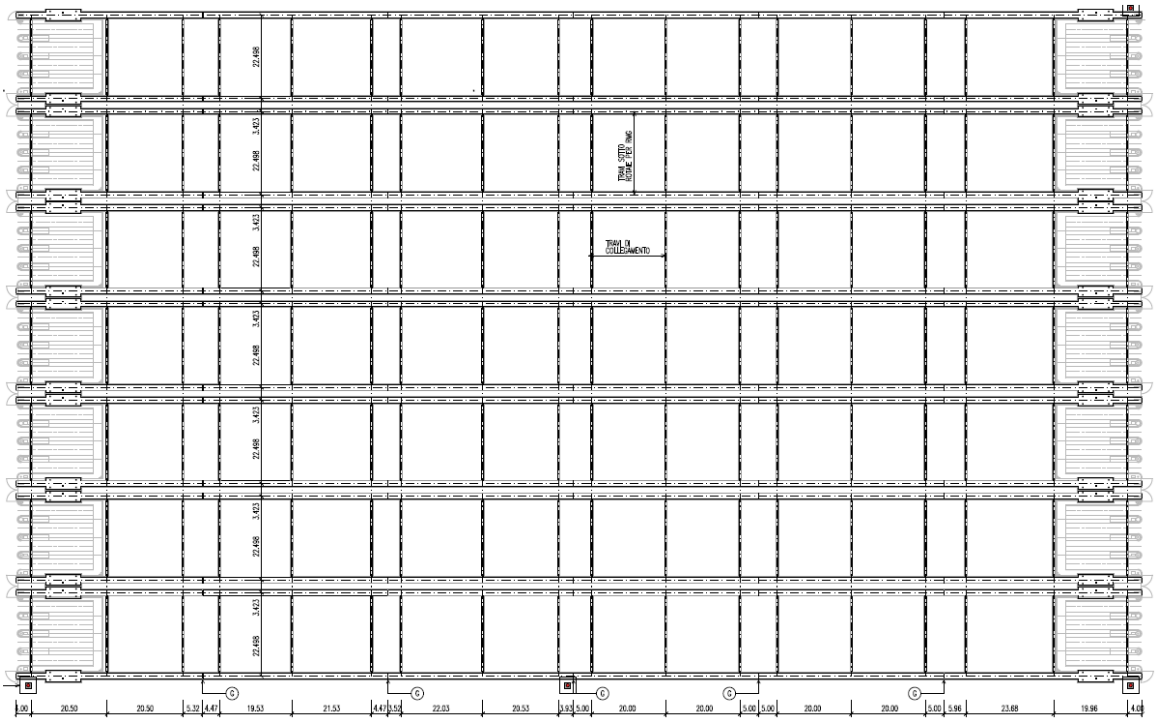


FIGURA 9-1 - PLANIMETRIA TRAVI ROTAIA DI FONDAZIONE

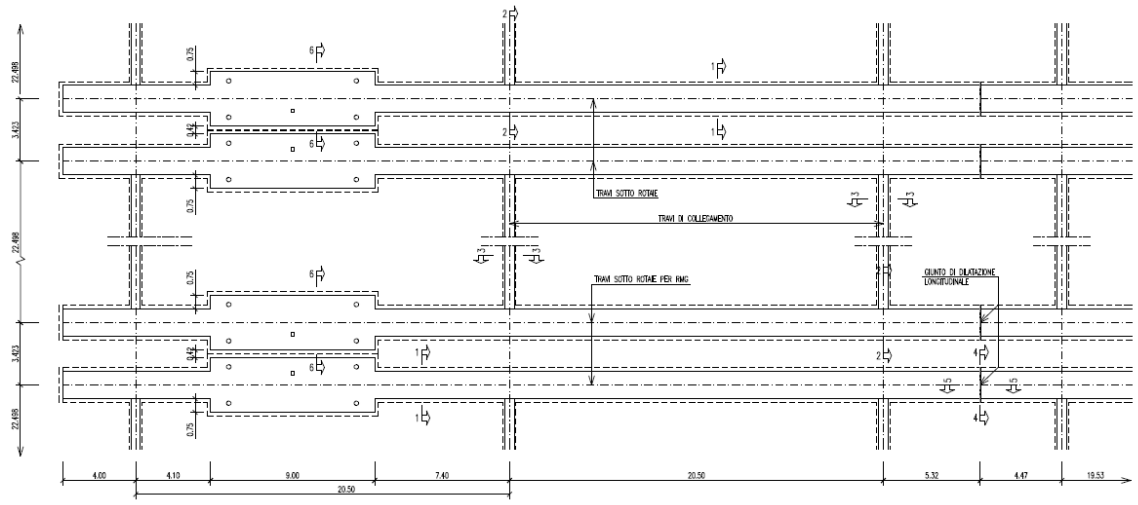


FIGURA 9-2 - PLANIMETRIA TRAVI ROTAIA DI FONDAZIONE – BLOCCO TIPOLOGICO

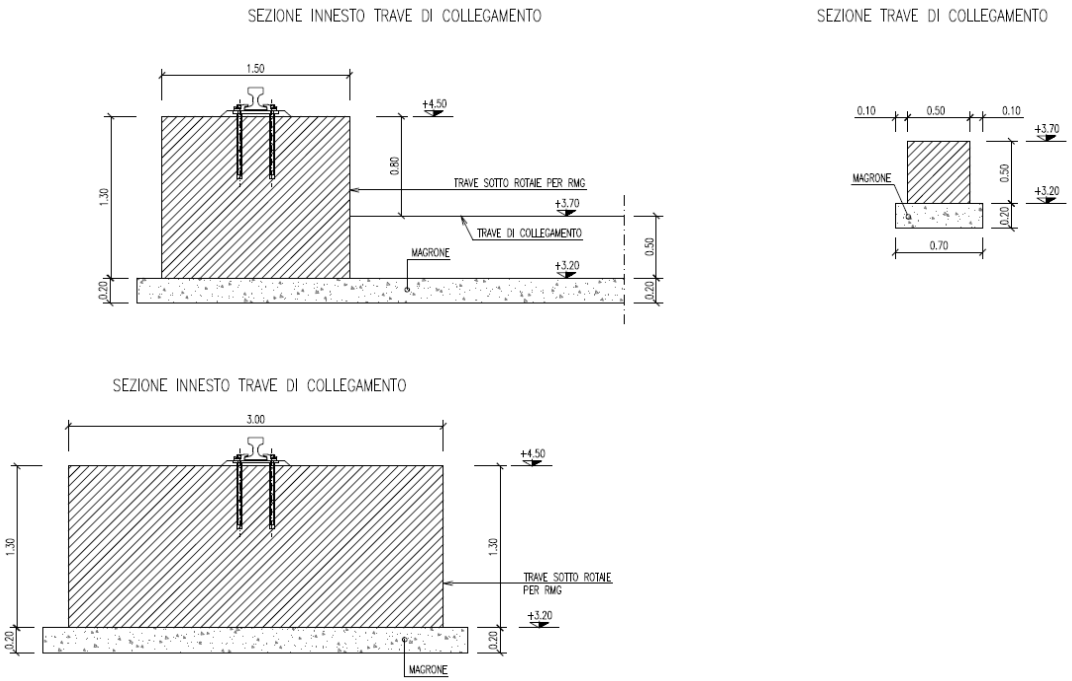


FIGURA 9-3 - SEZIONI TIPOLOGICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

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.

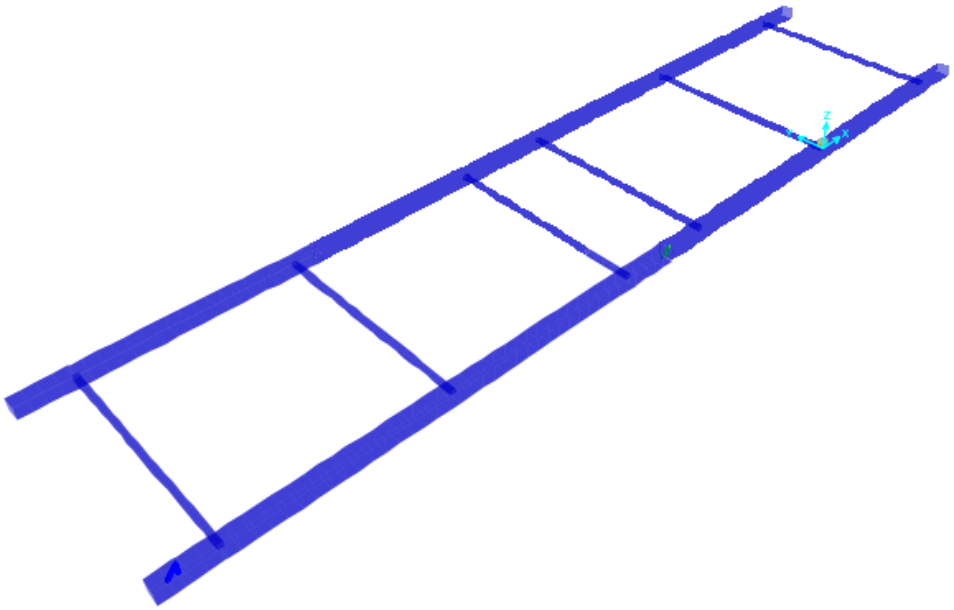


FIGURA 9-4 - MODELLO 3D DELLE FONDAZIONI TRAVE ROTAIA

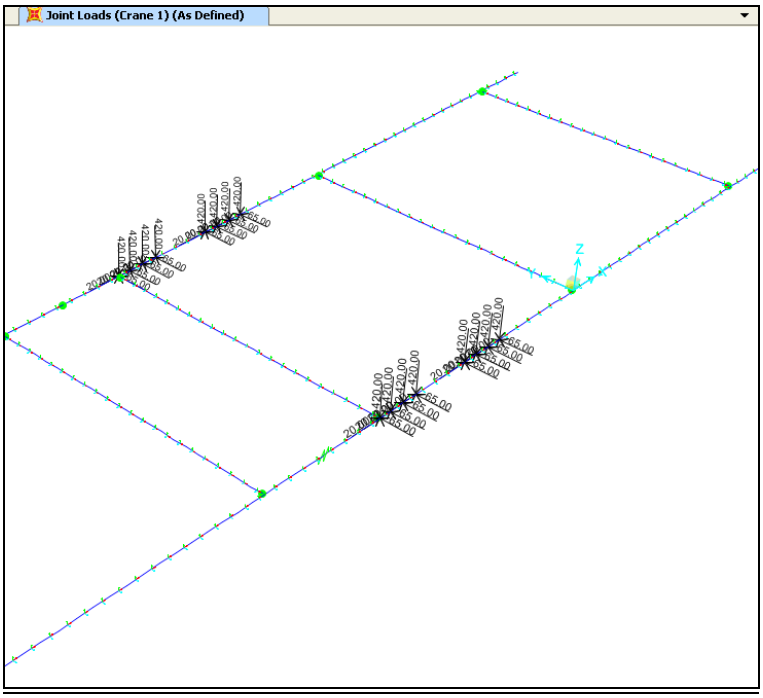


FIGURA 9-5 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 1 ($Q_{CRANE-1}$)

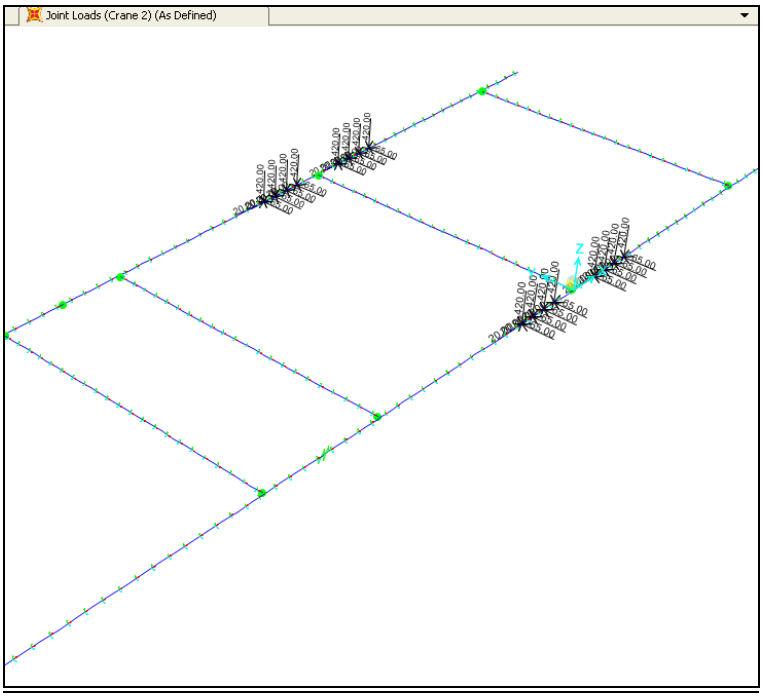


FIGURA 9-6 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 2 ($Q_{CRANE-2}$)

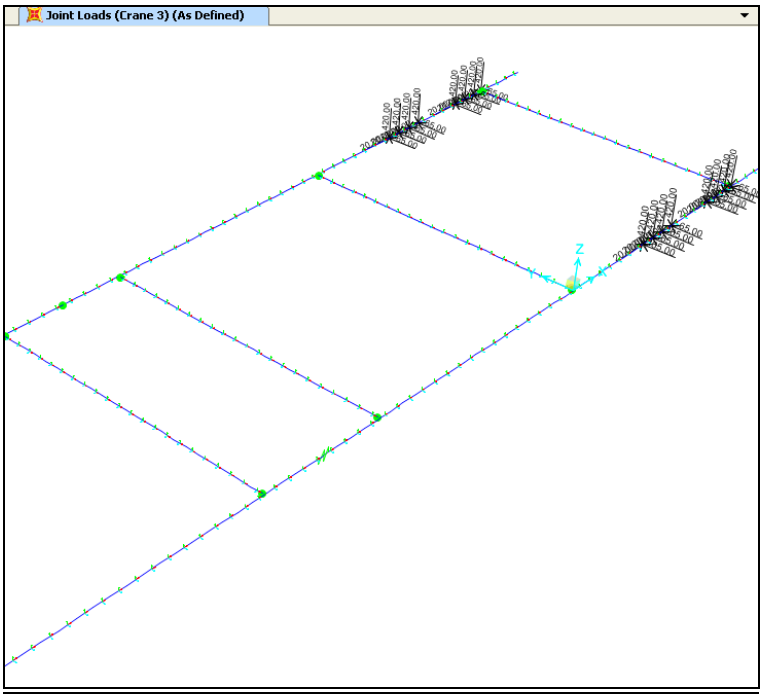


FIGURA 9-7 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 3 ($Q_{CRANE-3}$)

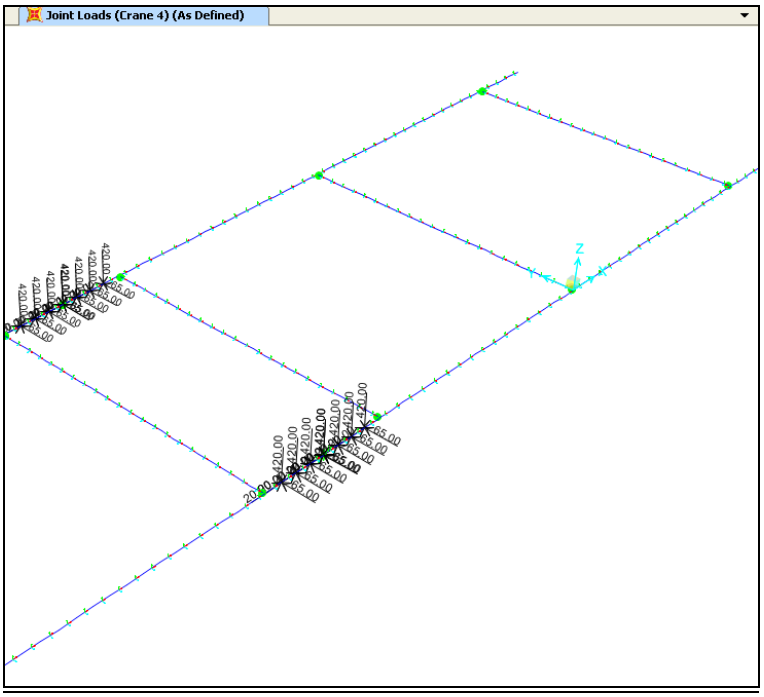


FIGURA 9-8 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 4 ($Q_{CRANE-4}$)

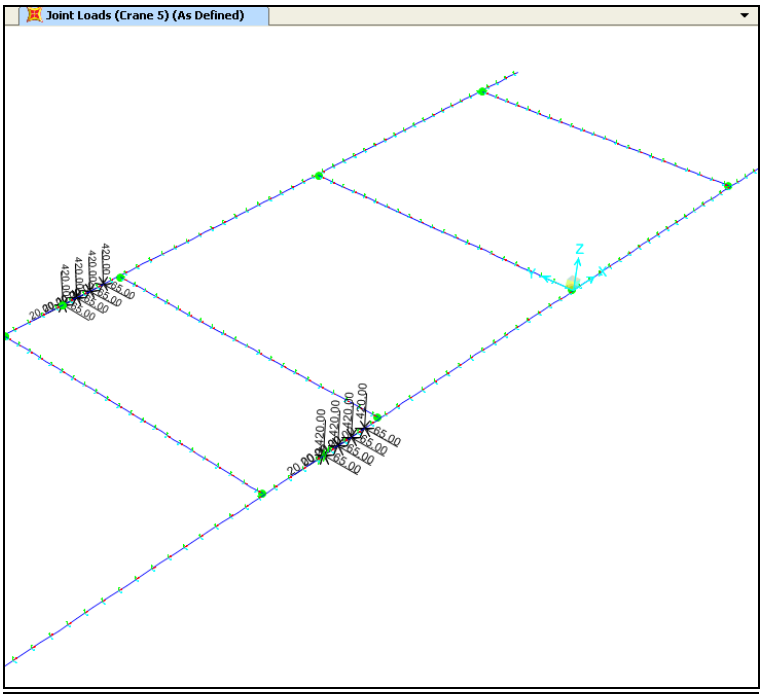


FIGURA 9-9 - TRAVE ROTAIA – CARICO GRU 5 ($Q_{CRANE-5}$)

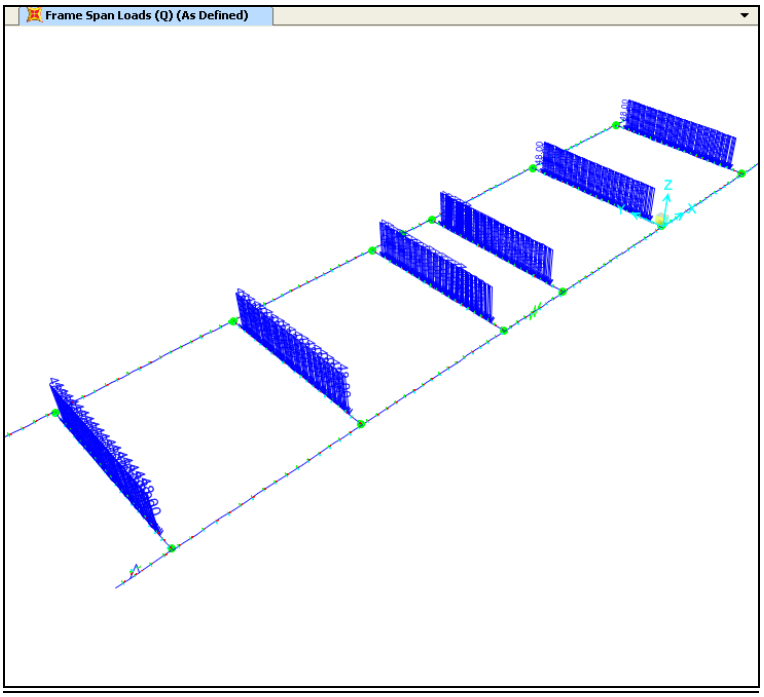


FIGURA 9-10 - TRAVE ROTAIA – CARICO SU CORDOLI (Q_1)

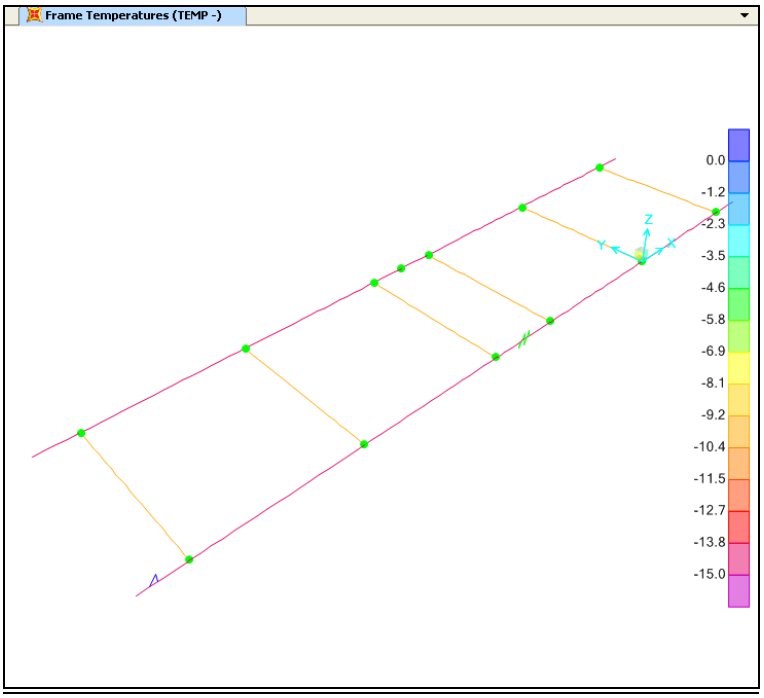


FIGURA 9-11 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO NEGATIVO (Q_2)

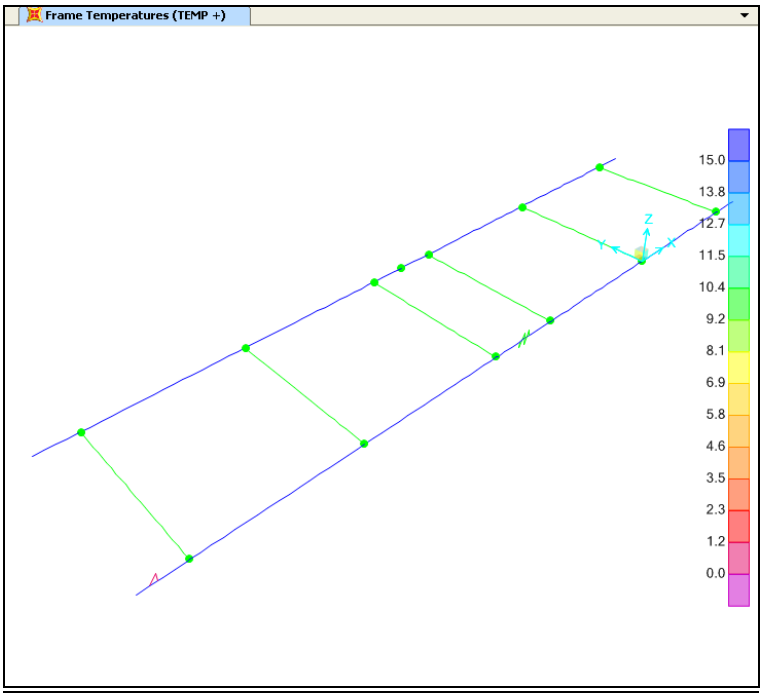


FIGURA 9-12 - TRAVE ROTAIA – CARICO TERMICO POSITIVO (Q_2)

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

TABELLA 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

TABELLA 9-3 - COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (GEO)

9.1.2. Risultati dell'analisi

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

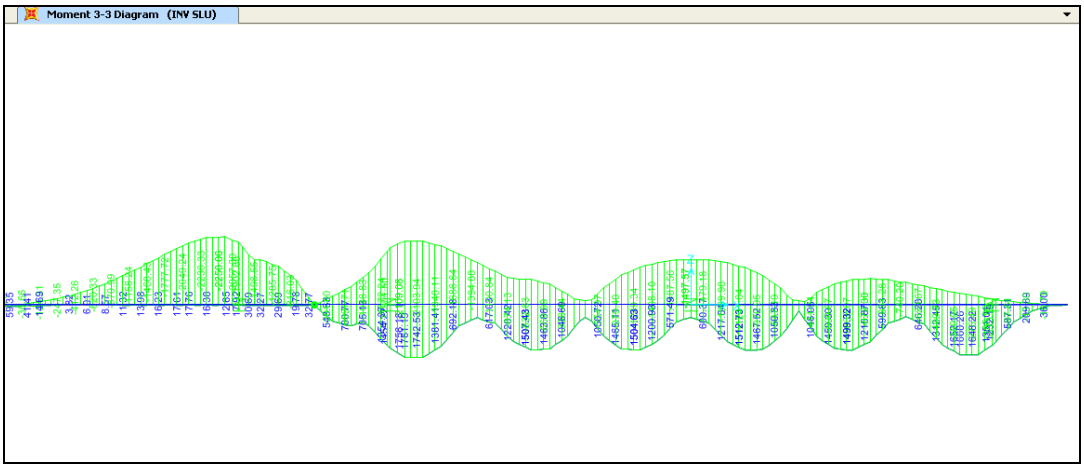


FIGURA 9-13 - COMBINAZIONE INV SLU: MOMENTO FLETTENTE NELLA TRAVE

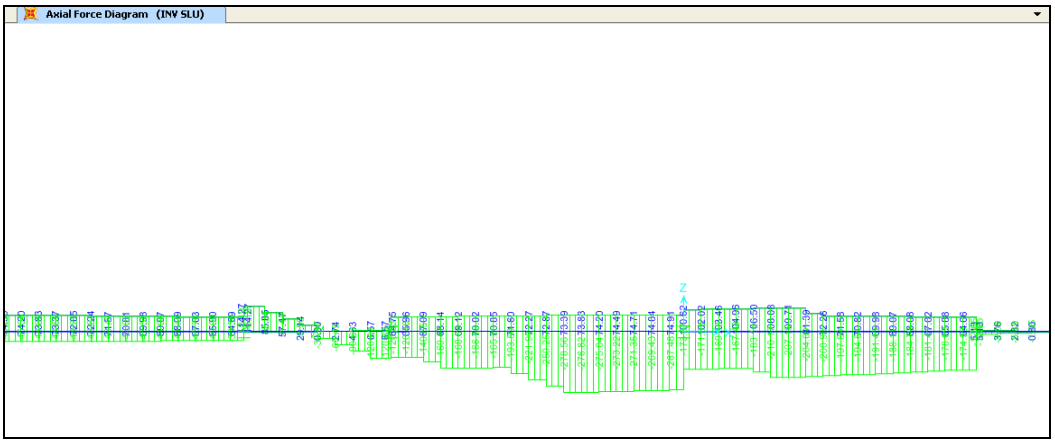


FIGURA 9-14 - COMBINAZIONE INV SLU: SFORZO ASSIALE NELLA TRAVE

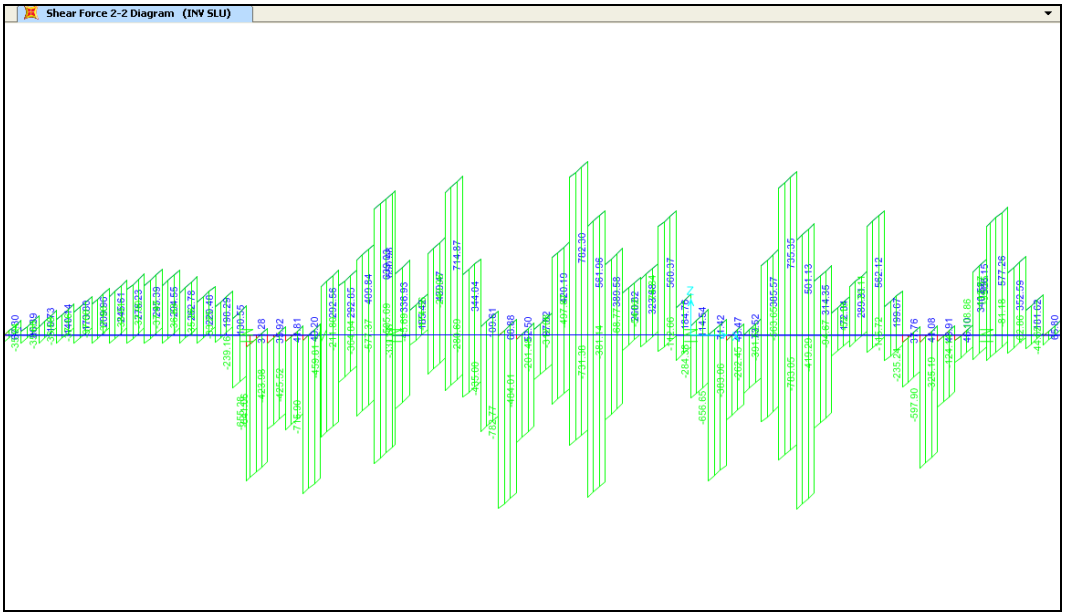


FIGURA 9-15 - COMBINAZIONE INV SLU: TAGLIO NELLA TRAVE

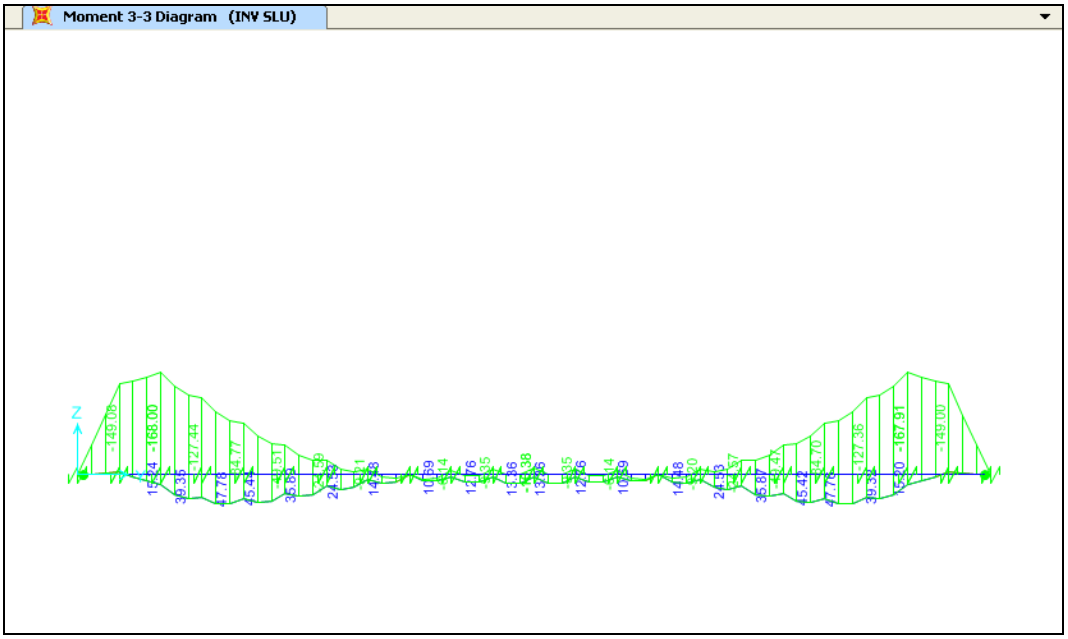


FIGURA 9-16 - COMBINAZIONE INV SLU: MOMENTO FLETTENTE NEL CORDOLO

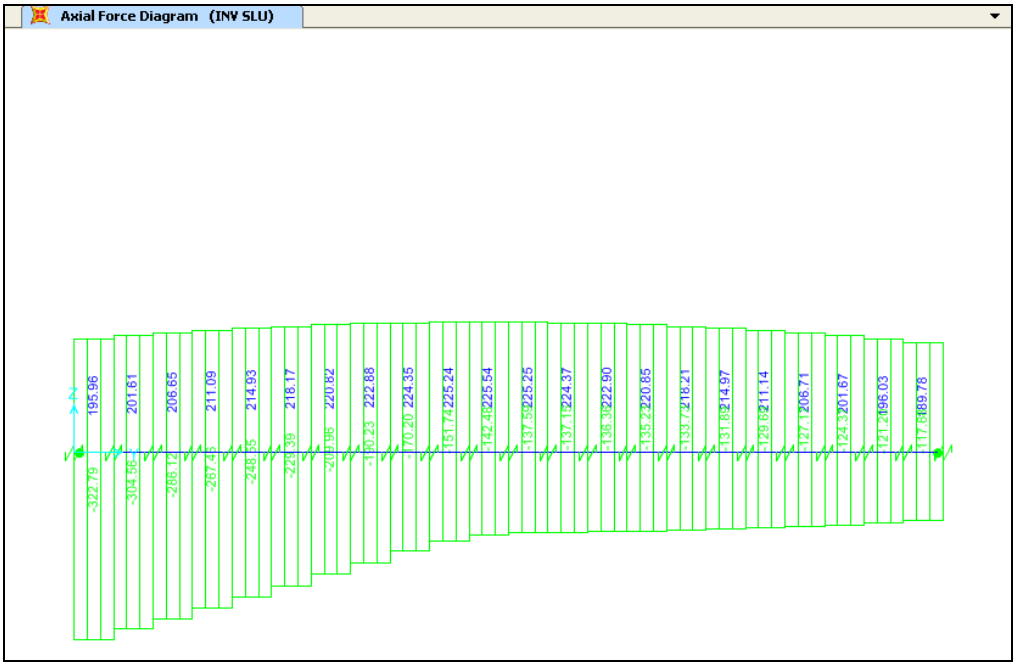


FIGURA 9-17 - COMBINAZIONE INV SLU: SFORZO ASSIALE NEL CORDOLO

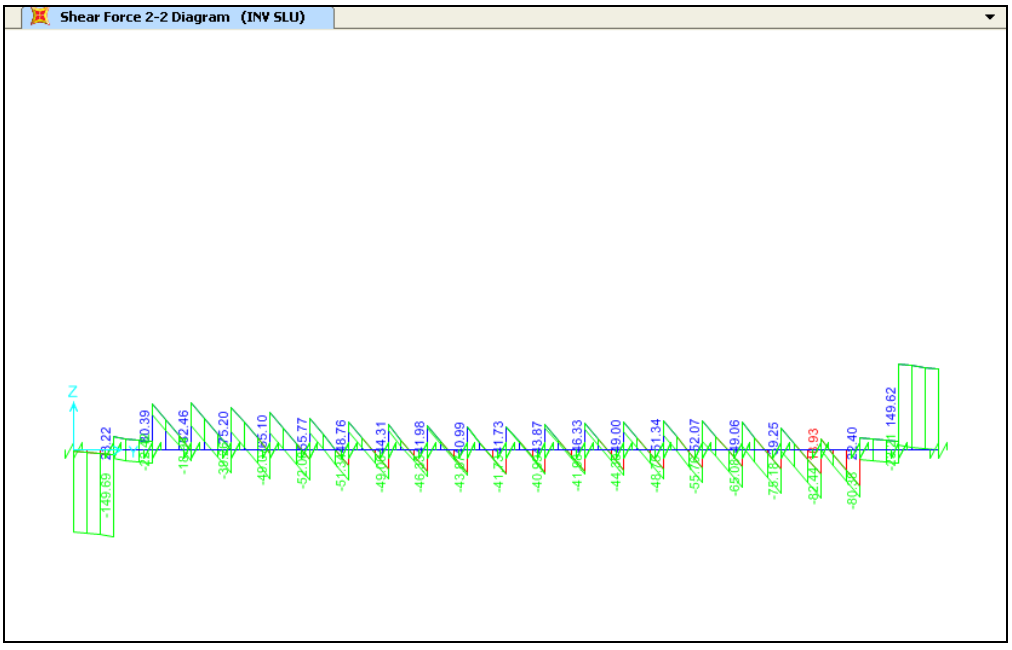


FIGURA 9-18 - COMBINAZIONE INV SLU: TAGLIO NEL CORDOLO

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

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
258	1.19048	SLU 1	LinStatic	-74.07	53.277	-43.585	-3.123E-17	7.8552	-135.0607
258	1.19048	SLU 2	LinStatic	-73.003	38.055	-50.515	4.163E-17	102.0284	4.9864
258	1.19048	SLU 3	LinStatic	-73.12	41.752	-47.84	4.163E-17	65.5947	-29.0319
258	1.19048	SLU 4	LinStatic	10.323	49.944	-48.865	-3.123E-17	61.6321	-104.3931
258	1.19048	SLU 5	LinStatic	10.205	53.641	-46.19	-3.296E-17	25.1984	-138.4113
258	1.19048	SLU 6	LinStatic	-72.784	40.238	-29.828	3.053E-16	-607.1248	-2140.6758
258	1.19048	SLU 7	LinStatic	10.542	52.127	-28.177	2.22E-16	-647.521	-2250.0552
258	1.19048	SLU 8	LinStatic	-115.265	196.631	-15.706	5.551E-17	-362.6055	-1453.9659

TABELLA 9-4 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI MASSIME M3 NELLA TRAVE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
120	0	SLU 1	LinStatic	-139.503	-85.279	-10.605	1.388E-17	-197.2822	-141.1331
120	0	SLU 2	LinStatic	-138.857	430.025	100.655	-1.735E-17	48.6277	217.7356
120	0	SLU 3	LinStatic	103.789	-733.601	-135.888	-1.735E-17	58.0681	215.0458
120	0	SLU 4	LinStatic	-179.073	380.587	79.844	1.214E-17	-60.8832	84.167
120	0	SLU 5	LinStatic	63.573	-783.039	-156.7	1.041E-17	-51.4428	81.4773
120	0	SLU 6	LinStatic	-139.311	-29.433	10.262	-1.11E-16	-72.6203	13.7153
120	0	SLU 7	LinStatic	-179.527	-78.871	-10.55	-9.714E-17	-182.1312	-119.8532
120	0	SLU 8	LinStatic	-119.247	-32.146	9.779	-1.735E-17	-81.5358	8.2352

TABELLA 9-5 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO MASSIME V2 NELLA TRAVE

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
43	0	SLU 1	LinStatic	-228.549	661.2	123.693	5.204E-18	241.5474	1046.6893
43	0	SLU 2	LinStatic	6.604	-497.911	-114.372	-6.939E-18	-62.4037	-338.438
43	0	SLU 3	LinStatic	5.337	13.753	-3.293	-6.939E-18	-167.7284	-80.7658
43	0	SLU 4	LinStatic	-68.574	198.837	28.51	5.204E-18	271.7575	714.2171
43	0	SLU 5	LinStatic	-69.841	710.502	139.589	8.674E-18	166.4328	971.8893
43	0	SLU 6	LinStatic	-233.359	-134.645	-58.927	-8.327E-17	-245.2713	-234.3335
43	0	SLU 7	LinStatic	-308.537	562.103	83.955	-5.551E-17	88.8899	818.3216
43	0	SLU 8	LinStatic	-193.184	-100.508	-39.071	-1.388E-17	-186.9077	-219.4218

TABELLA 9-6 - 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

TABELLA 9-7 - 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]
242	INV SLU	Combination	Max	848.501	392.82	3.93
242	INV SLU A2	Combination	Max	728.536	337.29	3.37
242	INV RARA	Combination	Max	572.859	265.21	2.65
242	INV QP	Combination	Max	365.331	169.13	1.69
242	INV FREQ	Combination	Max	417.223	193.16	1.93

TABELLA 9-8 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE PER I DIVERSI INVILUPPI

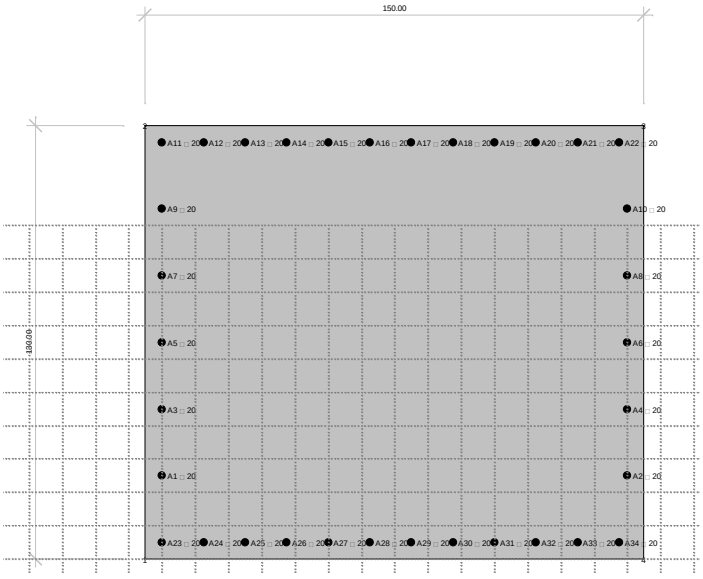
OutputCase	CaseType	P	V2	V3
SLU 1	LinStatic	0	-68.26	-14.324
SLU 2	LinStatic	0	18.184	17.61
SLU 3	LinStatic	0	-2.502	5.244
SLU 4	LinStatic	0	-49.605	3.257
SLU 5	LinStatic	0	-70.291	-9.109
SLU 6	LinStatic	0	1.073	7.092
SLU 7	LinStatic	0	-66.716	-7.262
SLU 8	LinStatic	0	-866.396	-139.275

TABELLA 9-9 - TABELLA DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI A TAGLIO IN PRESENZA DEI GIUNTI

9.1.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

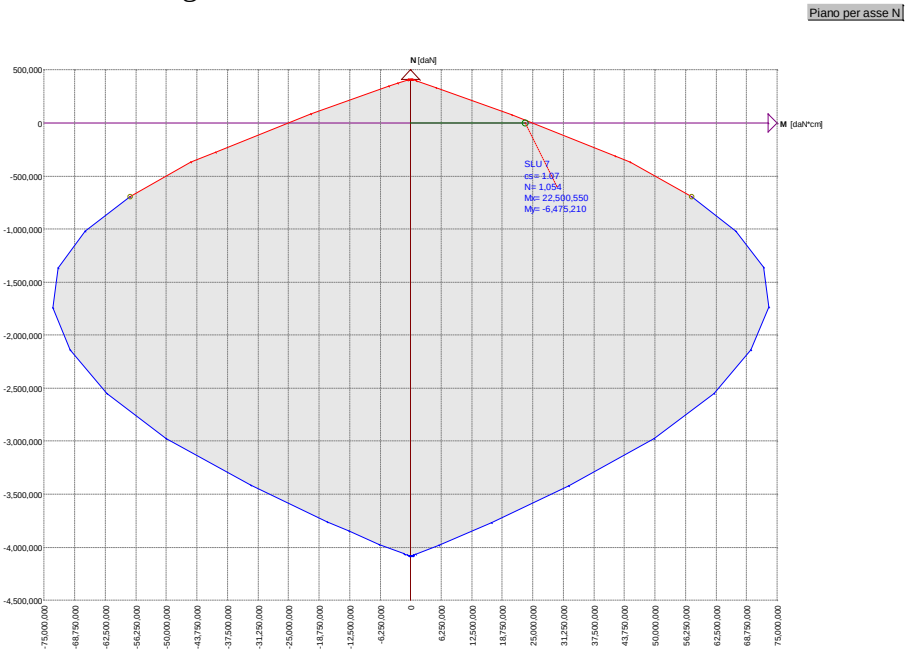
9.1.3.1 Trave rotaia di fondazione

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



Verifica a flessione

La sezione presenta 12ϕ20 come armatura resistente inferiore, 12ϕ20 come armatura resistente superiore e 5+5ϕ20 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 = 10.5 kN

M_x = 2250 kNm

M_y = 647 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.07. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5, è:

V_{sd} = -783 kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 150 cm, h = 130 cm, armata a taglio con ϕ10/20 a 6 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1300 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1250 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3768 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-252 kN	σcp	-0.129 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.400				
vmin	0.328				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 549 kN
VRd min = 579 kN

Se VEd > 579 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	6				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	471 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	1000 mm =
ρw	0.0016	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1125 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 6951 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **13.63** °
cot(TETA) **4.12** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 4278 kN (VRsd max 4278 kN)

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

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1037 kN (VRsd max 9339 kN)

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

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2593 kN (VRsd max 6441 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 2593 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 = 5276 kN

VRd = 2593 kN

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

al = 1.41 m

La sezione risulta verificata.

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 = 1.5 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

Verifica connettori a taglio

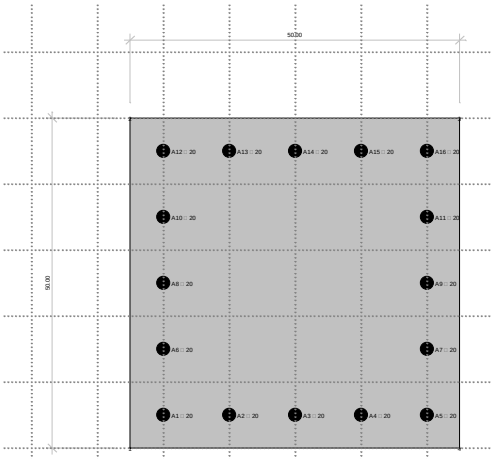
Il taglio massimo che si verifica nei connettori risulta pari a:
V_{sd} = 866 kN

Il tipo di connettore previsto (ϕ38 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}

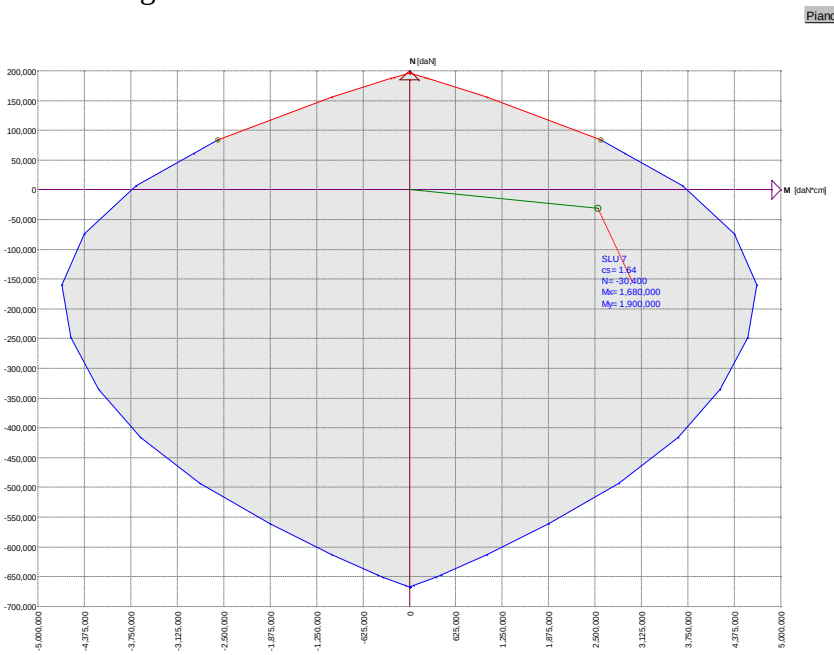
9.1.3.2 Cordolo di collegamento

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 1.64. 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

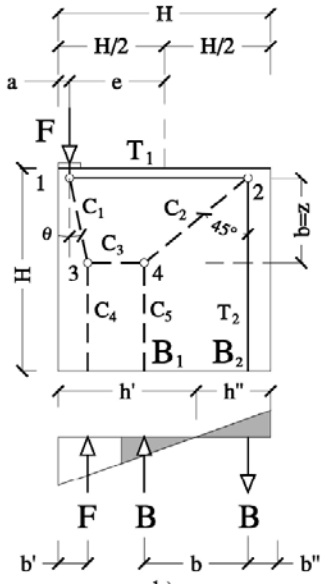
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.51 m

La sezione risulta verificata.

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



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 sono:
a = 0.5 m
h' = 0.77 m
h" = 0.53 m
e = 1.14 m

b' = 0.11 m
b" = 0.176 m
b = 0.7 m
da cui θ = 29°

$C_1 = N_{sd} / \cos\theta = 857$ kN
$T_1 = C_1 * \text{sen}\theta = 415$ kN

L'armatura prevista consiste in ϕ20/20 come armatura trasversale e ϕ14/20 come armatura di fenditura.
$F_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1571 * 391 = 614$ 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
θ = 70°
λ = 0.37
A_s (2ϕ20) = 628 mm^2

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

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

9.1.4.1 Trave rotaia di fondazione

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:
$p = 3.93$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 3.37$ 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	**1.50**
Lunghezza fondazione	L	m	**1.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.27**
Approfondimento	D	m	**1.30**
Inclinazione carico	i	°	**11.80**
Larghezza ridotta	B'	m	**0.96**

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

Fattori di forma			
s_c		2.2611	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$		1.6306	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.3554	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		1.1777	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	0.7550	$(1 - i°/90)^2$
i_g	0.4754	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite			
	175.2259		$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
	53.3432		$0,5 * B' * \gamma * N_g * s_g * d_g * i_g$
	0.0000		$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2	**228.5690** **TOTALE**

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 9.9$ kg/cm^2 > p =3.93 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	**1.50**
Lunghezza fondazione	L	m	**1.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.24**
Approfondimento	D	m	**1.30**
Inclinazione carico	i	°	**10.30**
Larghezza ridotta	B'	m	**1.02**

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

Fattori di forma			
s_c		1.9764	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$		1.4882	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.3127	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		1.1564	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.7842	$(1 - i°/90)^2$
i_g		0.4599	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite			
		77.2553	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		16.8872	$0,5 * B' * \gamma * N_g * s_g * d_g * i_g$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 94.1425	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.22$ kg/cm^2 > p =3.37 kg/cm^2.

9.1.4.2 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	$e^{(p * tg\,f)} * tg^2(45°+f/2)$
Ng		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 f)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (f)

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

Fattori di profondità			
d_c		1.1777	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		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_g	1.0000	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite			
	150.0443	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$	
	98.2347	$0,5 * B' * \gamma * N_g * s_g * d_g * i_g$	
	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	$e^{(p * tg\,f)} * tg^2(45°+f/2)$
Ng		22.0225	(Nq - 1) tg (1,4 f)
Nc		35.4902	(Nq - 1) ctg (f)

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

Fattori di profondità			
d_c		1.1564	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		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_g	1.0000	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite			
	68.4178		$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
	38.0061		$0,5 * B' * \gamma * N_g * s_g * d_g * i_g$
	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 1.3 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.

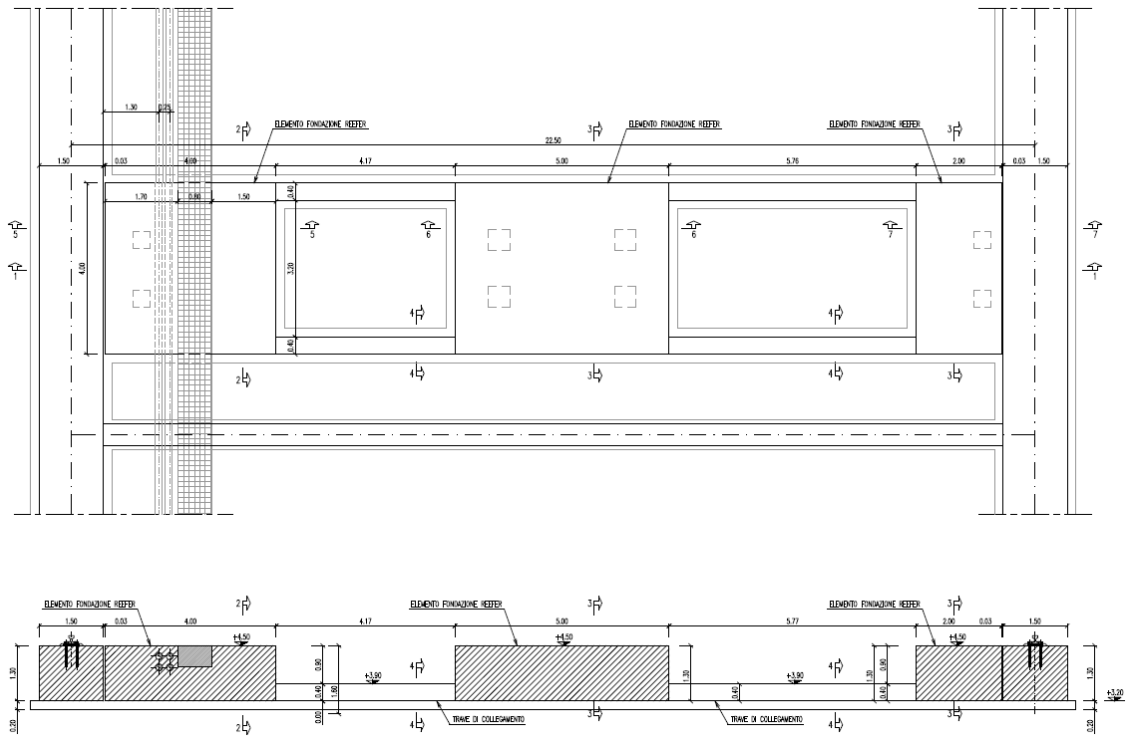


FIGURA 9-19 - PLANIMETRIA E SEZIONI TIPOLOGICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

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 sismi-

che 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.

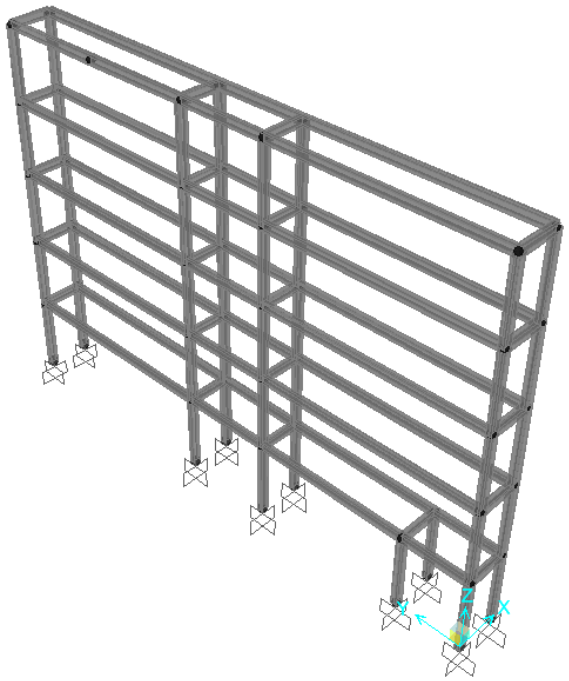


FIGURA 9-20 - MODELLO 3D DELLA STRUTTURA METALLICA

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

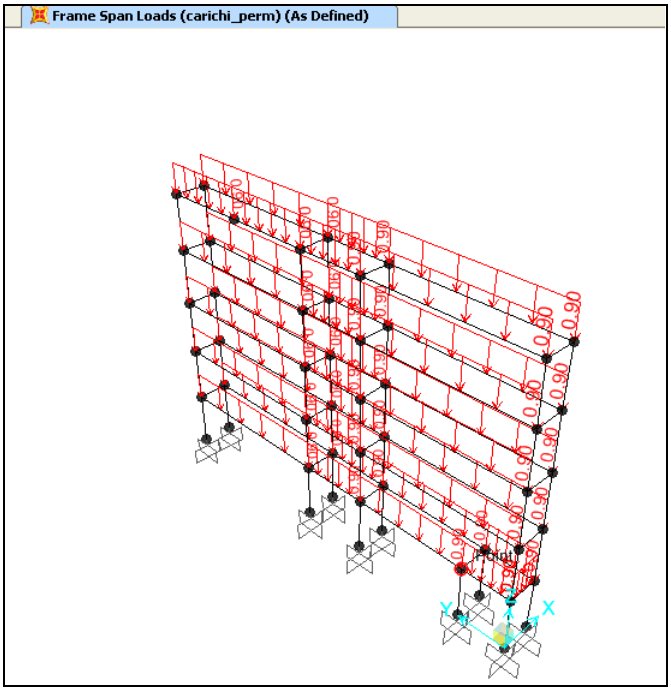


FIGURA 9-21 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICHI PERMANENTI

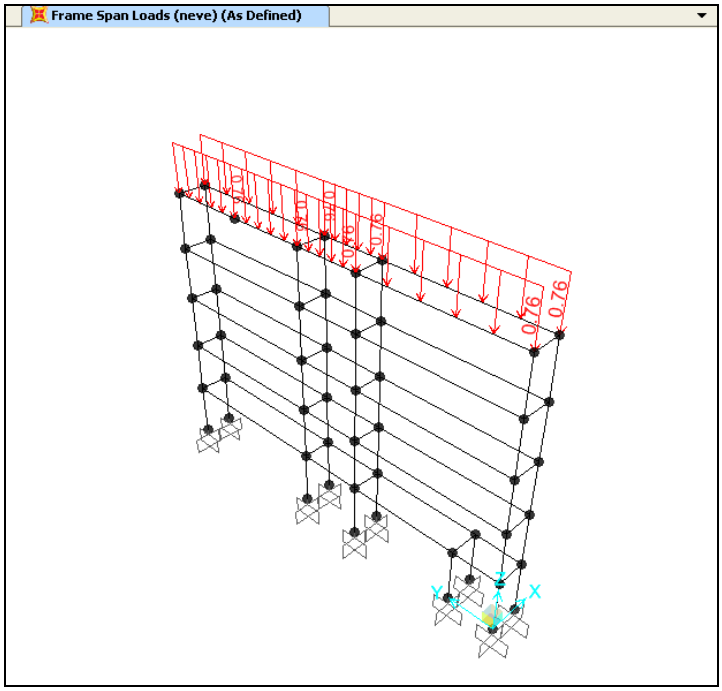


FIGURA 9-22 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO NEVE

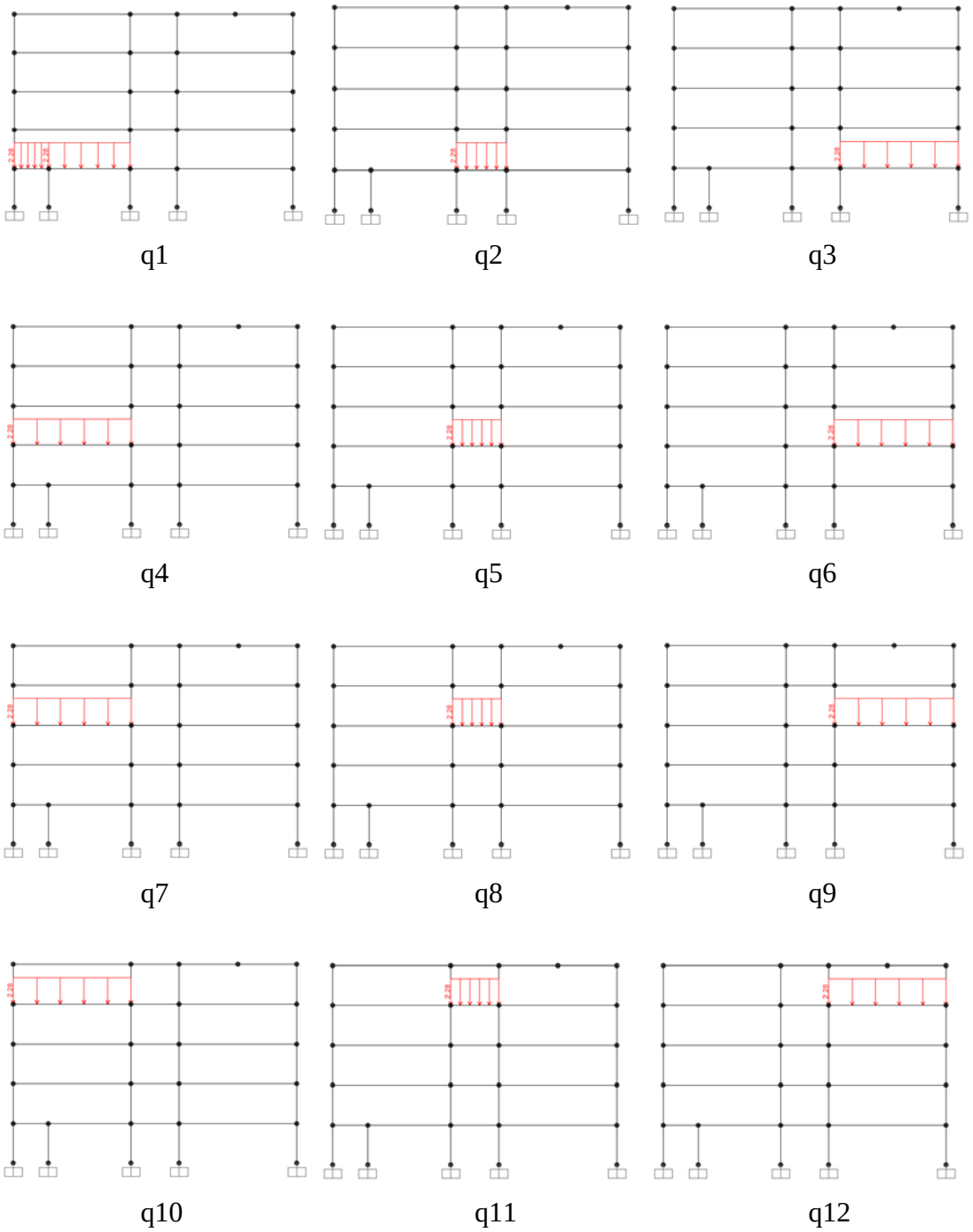


FIGURA 9-23 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICHI ACCIDENTALI

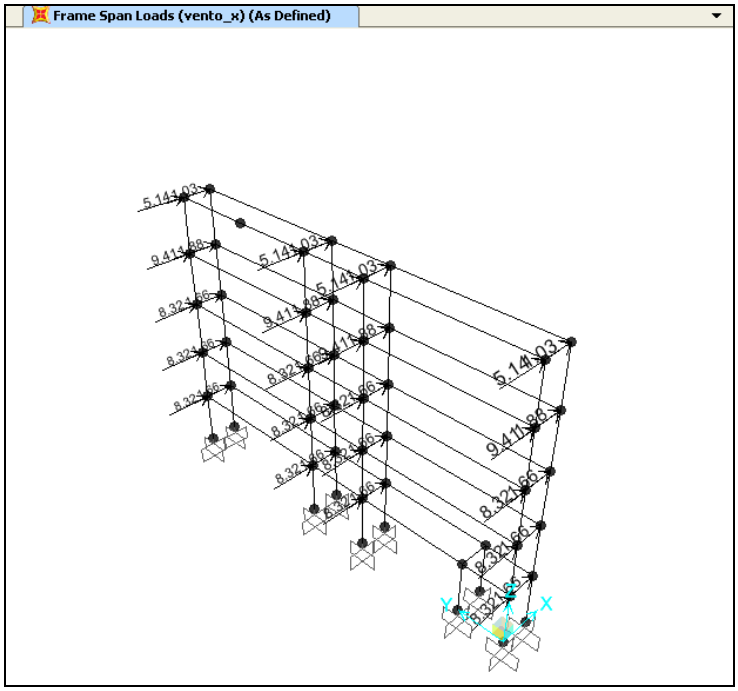


FIGURA 9-24 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO VENTO IN X

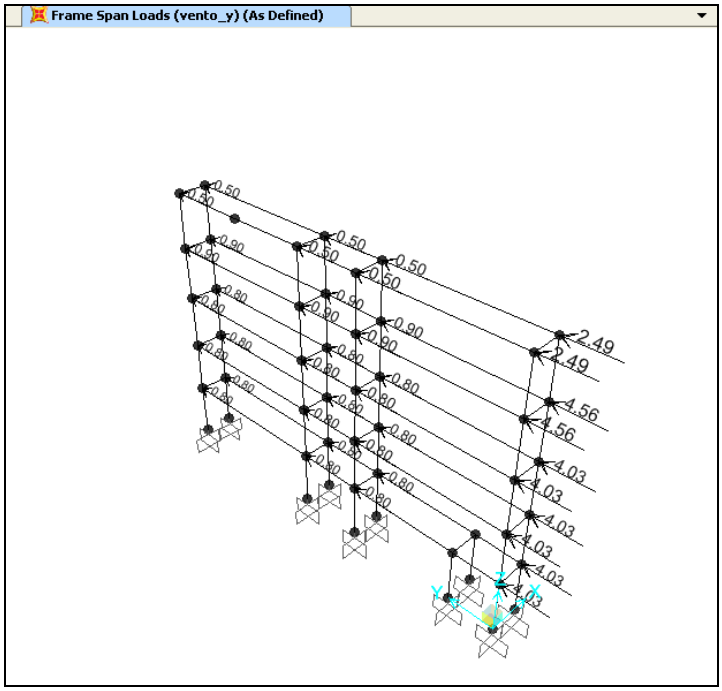


FIGURA 9-25 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO VENTO IN Y

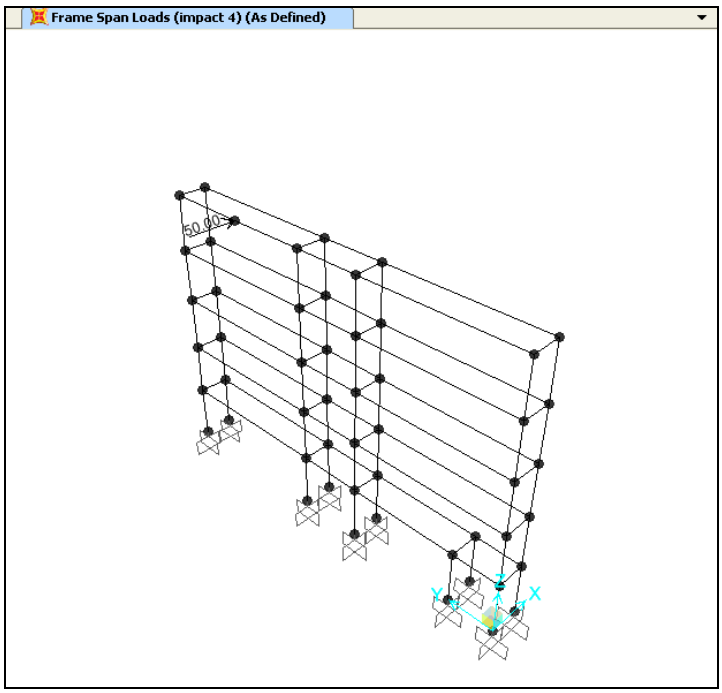


FIGURA 9-26 - MODELLO STRUTTURA METALLICA – CARICO DA URTO

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

TABELLA 9-10 - 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

TABELLA 9-11 - 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

TABELLA 9-12 - 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.

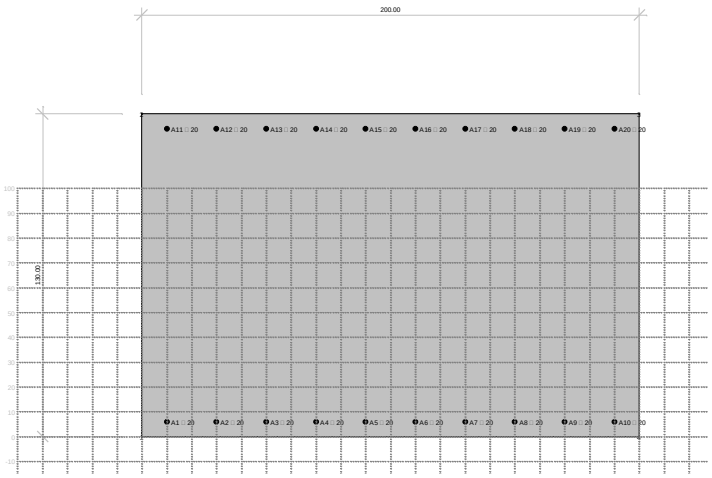
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Plinto 1			Plinto 2			Plinto 3		
				F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
242	INV SLU A1	Combination	Max	22.4	156.75	1.57	18.5	131.11	1.31	25	188.39	1.88
242	INV SLU A2	Combination	Max	19.4	135.76	1.36	16	113.39	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

TABELLA 9-13 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME SUL PIANO DI FONDAZIONE

9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

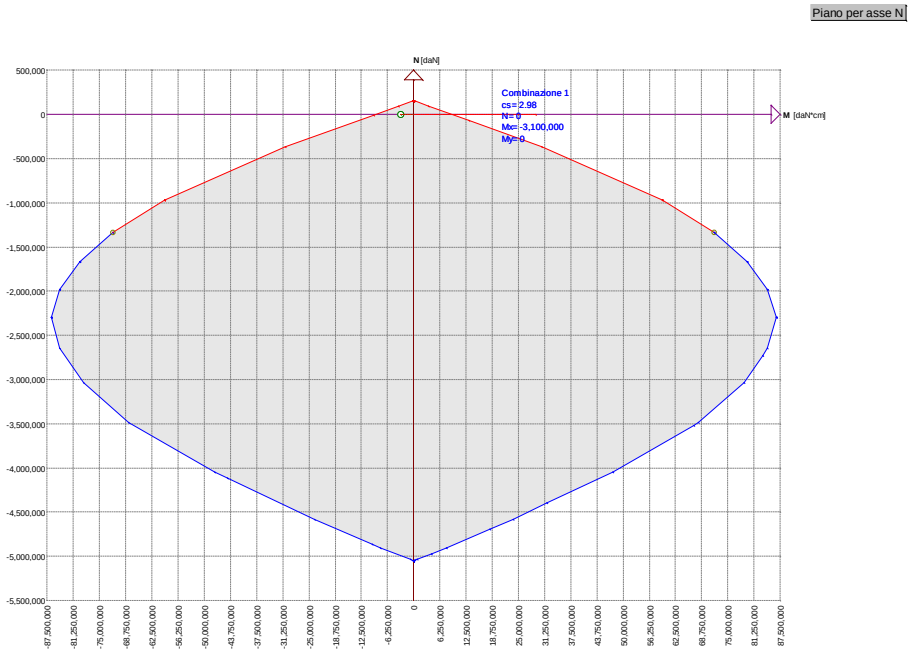
9.2.3.1 Fondazione plinto 1

Il plinto di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ16/20 come armatura resistente inferiore e ϕ16/20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



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

M_x = 310 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.98. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

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

V_{sd} = 400 kN

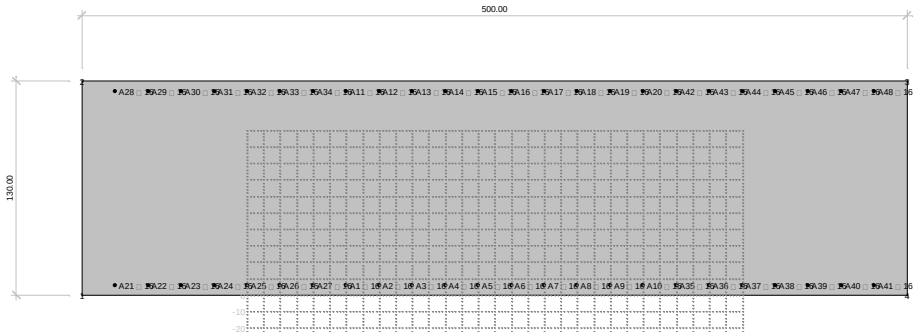
Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 200 cm, h = 130 cm, non armata a taglio.

V_{Rd} = 800 kN > V_{sd}

La sezione risulta verificata.

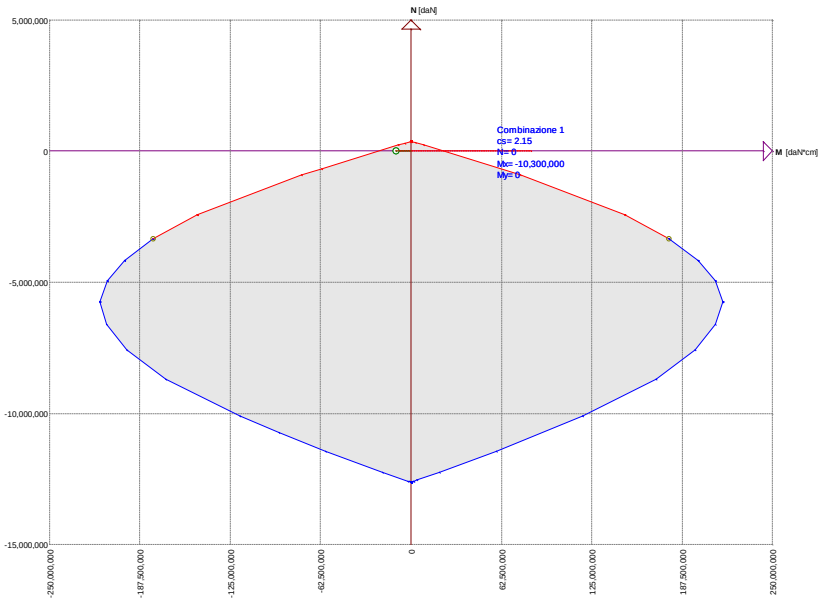
9.2.3.2 Fondazione plinto 2

Il plinto di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ16/20 come armatura resistente inferiore e ϕ16/20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



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

M_x = 1030 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.15. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

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

V_{sd} = 470 kN

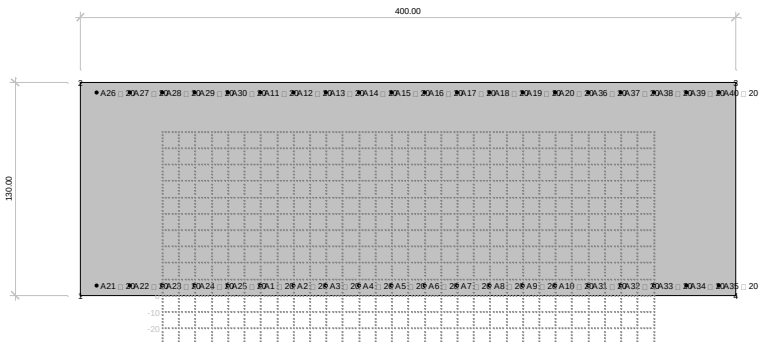
Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 500 cm, h = 130 cm, non armata a taglio.

V_{Rd} = 2074 kN > V_{sd}

La sezione risulta verificata.

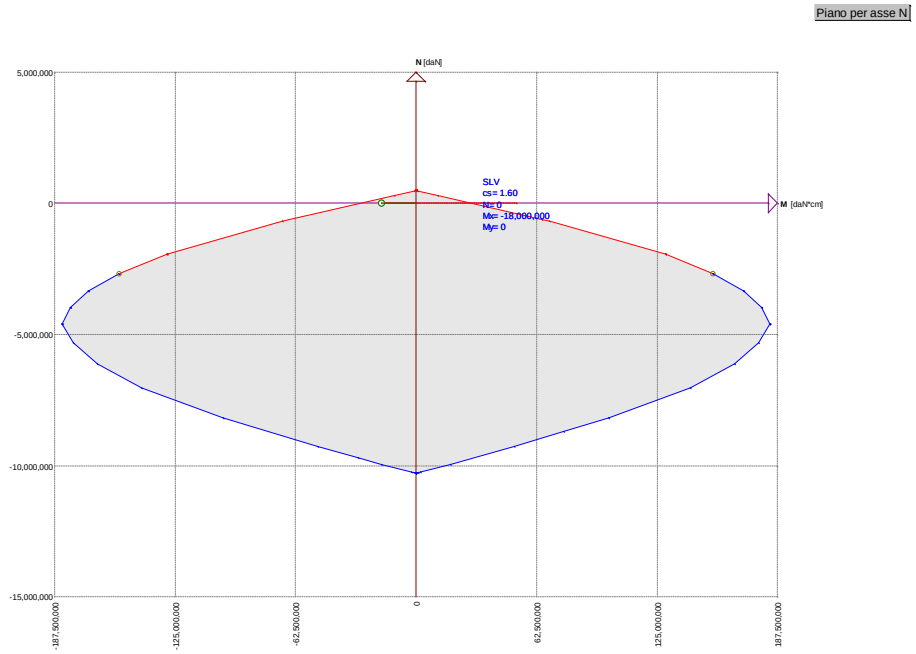
9.2.3.3 Fondazione plinto 3

Il plinto di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

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



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

M_x = 1812 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.60. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

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

V_{sd} = 1178 kN

Per la verifica a taglio si considera, favore di sicurezza una sezione rettangolare b = 400 cm, h = 130 cm, non armata a taglio.

V_{Rd} = 1660 kN > V_{sd}

La sezione risulta verificata.

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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.54	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	28	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0{,}5 * g * (B-2e_t) * N_g * s_y * d_y * i_y * b_y * g_y + c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + g_{sup} * D * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q$

$N_g = 1{,}5 * (N_q - 1) * \tan f$ = **56.1742** $N_q = e^{p * \tan f} * \tan^2(45 + f/2)$ = **48.9332** $N_c = (N_q - 1) * \cot f$ = **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_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Q_{lim}
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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.53	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	27	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0,5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N_g=1,5*(N_q-1)*\tan f$ = **20.7864** $N_q=e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **23.1767** $N_c=(N_q-1)*\cot f$ = **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_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.28	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	16	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng=1{,}5*(Nq-1)*\tan f$ = **56.1742** $Nq=e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot f$ = **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_g	s_q	s_c	d_g	d_q	d_c	i_g	i_q	i_c	b_g	b_q	b_c	g_g	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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.26	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	15	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N_g = 1{,}5*(N_q-1)*\tan f$ = **20.7864** $N_q = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **23.1767** $N_c = (N_q-1)*\cot f$ = **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_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	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	1.3333	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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.19	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	11	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng=1{,}5*(Nq-1)*\tan f$ = 56.1742 $Nq=e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)*\cot f$ = 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_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.16	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	9	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng = 1{,}5*(Nq-1)*\tan f$ = **20.7864** $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **23.1767** $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = **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_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	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 = 1.3 m
$M_{r,1}$ = 130 kNm

M_s = 720 kNm > M_r = 221 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 = 1.3 m
$M_{r,1} = 258$ kNm

$M_s = 1884$ kNm > $M_r = 440$ 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 = 1.3 m
$M_{r,1} = 136$ kNm

$M_s = 1262$ kNm > $M_r = 232$ 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.

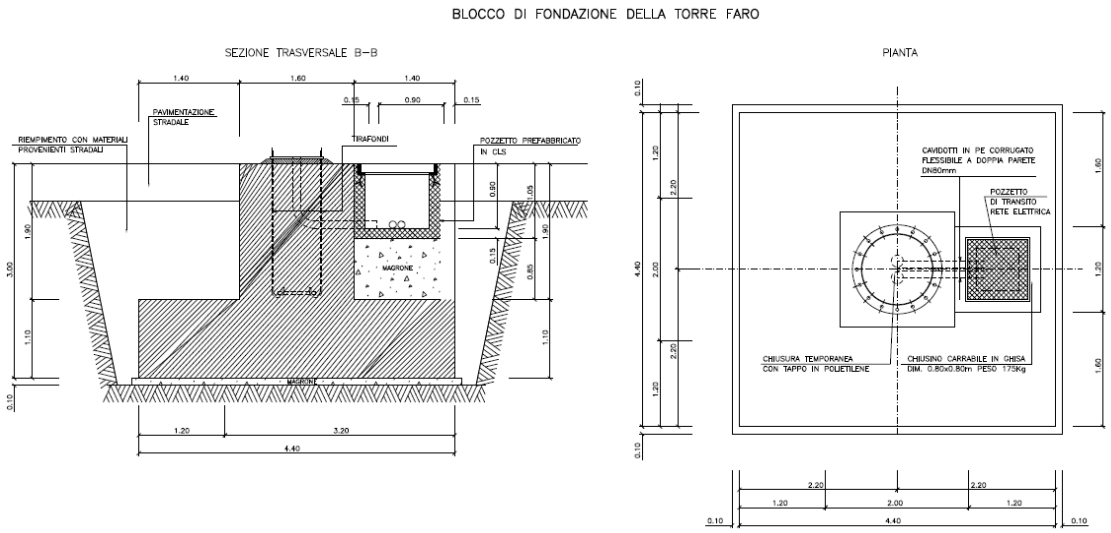


FIGURA 9-27 - PLANIMETRIA E SEZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

9.3.1. Risultati dell'analisi e applicazione dei carichi

La torre faro è soggetta ai carichi mostrati in figura:

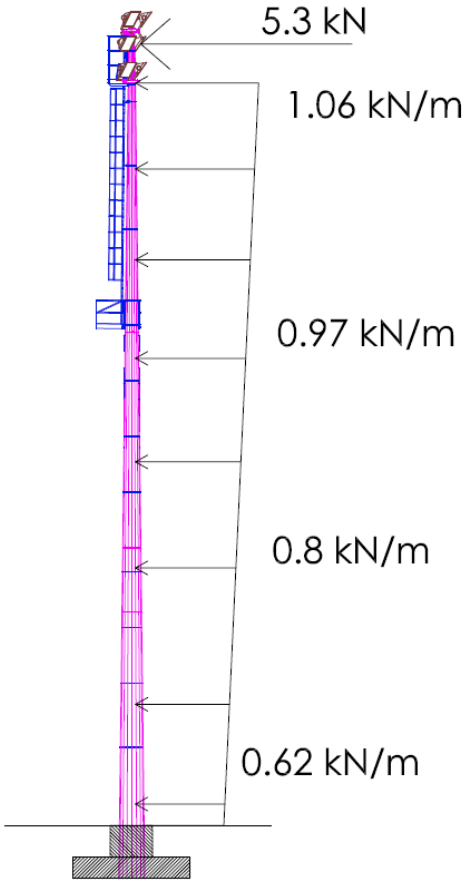


FIGURA 9-28 - DISTRIBUZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TORRE FARO

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	-43	877
SLU A2	40.3	-43	760
SLE RARA	31	-43	585
SLE FREQ	6.2	-43	117
SLE QP	-	-43	-

TABELLA 9-14 - TABELLA DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO PER LE DIVERSE COMBINAZIONI

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

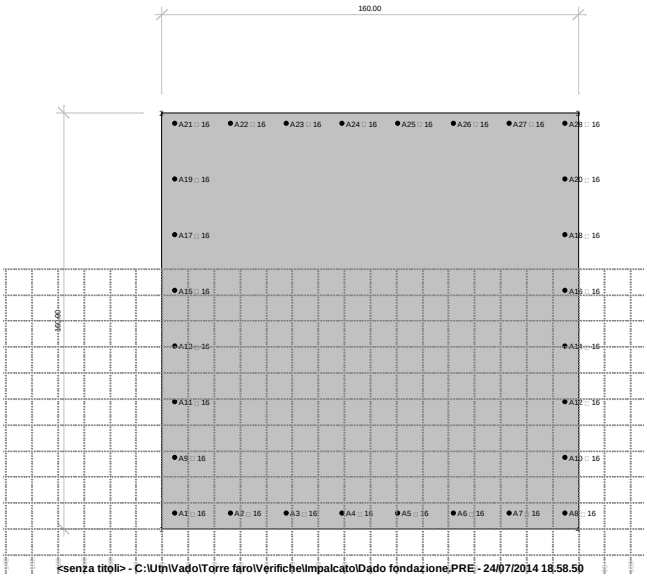
OutputCase	CaseType	StepType	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
INV SLU A1	Combination	Max	160.00	1.60
INV SLU A2	Combination	Max	130.00	1.30
INV SLE	Combination	Max	110.00	1.10

TABELLA 9-15 - TABELLA DELLE PRESSIONI MASSIME SUL PIANO DI FONDAZIONE DELLA TORRE FARO

9.3.2. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

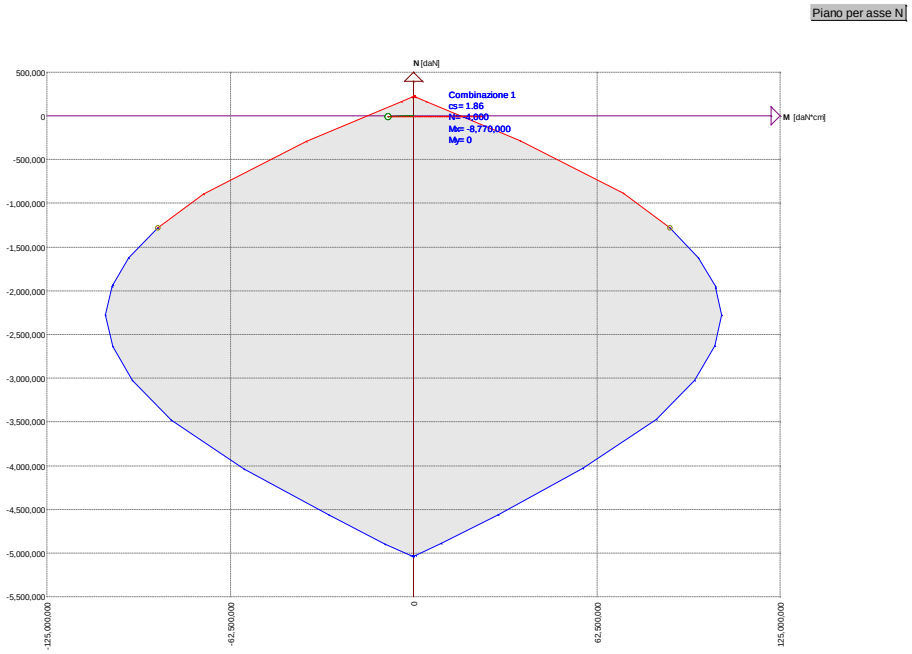
9.3.2.1 Dado di fondazione

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

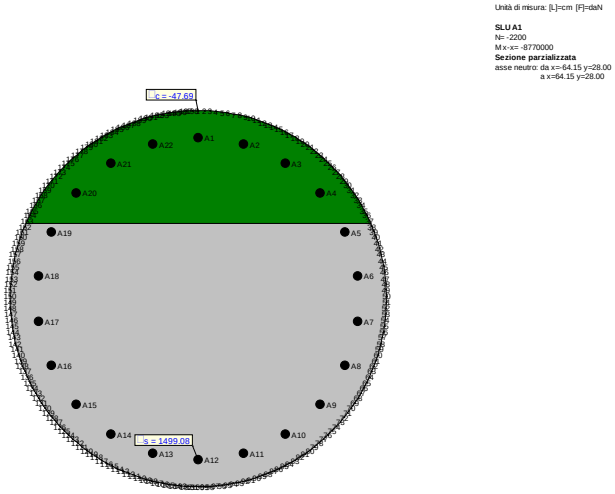
9.3.2.3 Verifica tirafondi

Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi risultano:

N_{sd} = -22 kN

V_{sd} = 46 kN

M_{sd} = 877 kNm



σ_c = 4.7 MPa
σ_s = 150 MPa

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

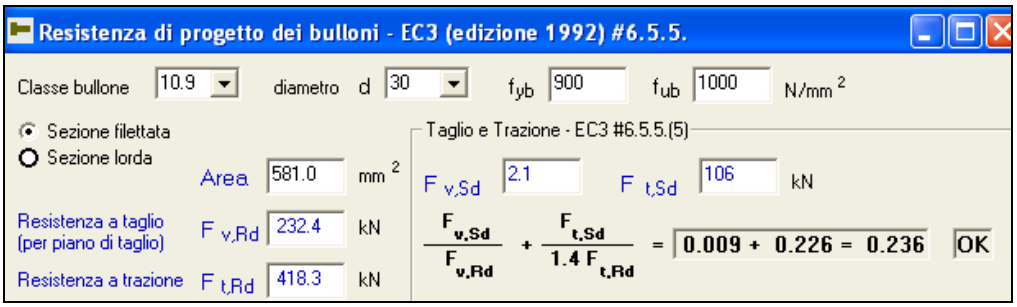
I tirafondi previsti per l'ancoraggio della torre faro consistono in 22 M30 cl. 10.9.
I tirafondi sono del tipo ad uncino e presentano le seguenti caratteristiche:

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:



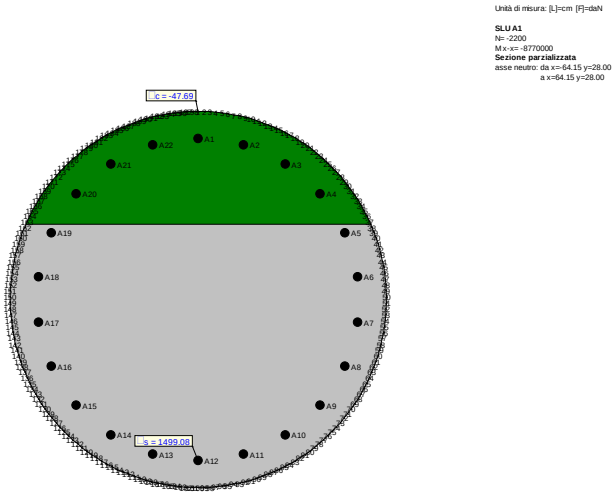
9.3.2.4 Verifica tirafondi area impalcato a giorno

Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi risultano:

N_{sd} = -22 kN

V_{sd} = 46 kN

M_{sd} = 877 kNm



σ_c = 4.7 MPa

σ_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 cl. 10.9.
I tirafondi sono del tipo a testa a martello e presentano le seguenti caratteristiche:

d = 30 mm

a_{min} = 100 mm distanza asse tirafondo-bordo piastra acciaio

r = 50 mm raggio della piastra di ancoraggio

L = 500 mm lunghezza di ancoraggio

$\alpha = 1-r/a = 0.5$

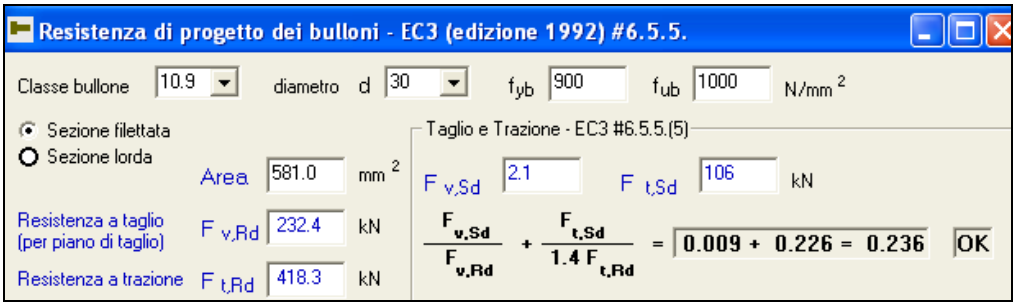
$f_{ad,d}$ = 1.37 per f_{ck} = 30 MPa (C35/45)

f_{cd} = 19 MPa

La resistenza lato calcestruzzo dei tirafondi vale:

$N_{Rd} = f_{ad,d} /(1+d/a)^2 * \pi * d * L + f_{cd} * \alpha * \pi * r^2 = 113 \text{ kN} > N_s$

La resistenza lato acciaio dei tirafondi vale:



Verifica a punzonamento dell'impalcato in c.a.

La sollecitazione punzonante risulta:

$N_c = A_c * \sigma_c = 3881 * 4.7 = 182 \text{ kN}$

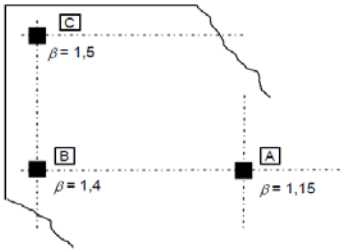
Di seguito si riporta la verifica a punzonamento

VERIFICA PIASTRA TORRE FARO

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

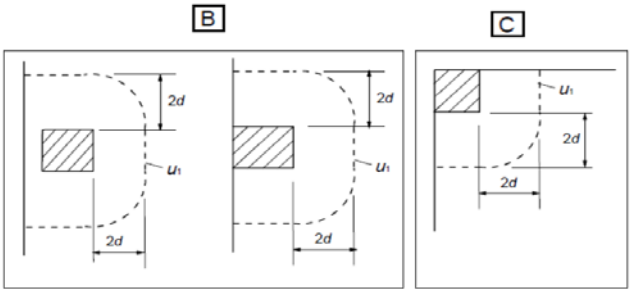
Lungo il perimetro del pilastro, o perimetro dell'area caricata, la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata: $v_{Ed} < v_{Rdmax}$ *(§ 6.4.3.2.a)*

R_{ck} =	**450**	daN/cm²	
f_{ywd} =	**3913**	daN/cm²	
h =	**60**	cm	altezza soletta
c =	**5**	cm	copriferro medio
d =	55	cm	altezza utile
f_{ck} =	37.35	N/mm²	
f_{cd} =	21.165	N/mm²	
α_{cc} =	0.85		
γ_c =	1.5		coeff. parziale cls
ν =	0.51		v. (6.6)(6.3N)(6.47)



Torre faro

posizione	**A**		vedi figura	
c1 =	**120**	cm	lato 1	
c2 =	**30**	cm	lato 2	
	1	120		
β =	1.15			
u_0 =	300	cm	min. perimetro	§ 6.4.5.3
N_k=	**18200**	daN	azione punzonante (val. car.)	
γ =	1.5		coeff. azione punzonante	
N_{SLU} =	27300	daN	azione punzonante (val. SLU)	
$v_{Rd,max}$ =	**54.01**	**daN/cm²**		§ 6.4.5.3
v_{Ed} =	**1.90**	**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	20	passo	20	3.14

ρ_y =	0.0026	vedi	§ 6.4.4.1
ρ_z =	0.0026		
ρ_l =	0.0026		
k =	1.60		
2 d =	110	cm	
u_1 =	991	cm	
$v_{Rd,c}$ =	**4.11**	**daN/cm²**	(6.47)
v_{Ed} =	**0.58**	**daN/cm²**	**Verificato** (6.38)

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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	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	d	1.55	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$$Q_{lim} = 0,5*g*(B-2e_l)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$Ng = 1,5*(Nq-1)*\tan f$ = **56.1742** $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **48.9332** $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = **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.			acità por a fondaz
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
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	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	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	d	1.75	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{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

$$Q_{lim} = 0{,}5 * g * (B - 2e_l) * N_g * s_y * d_y * i_y * b_y * g_y + c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + g_{sup} * D * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q$$

Ng =1,5*(Nq-1)*tanf = **20.7864** Nq=e^{p*tanf} *tan^2(45+f /2) = **23.1767** Nc=(Nq-1)*cotf = **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 por a fondaz
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
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.

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} = 7 kN
M_{xx} = 1500 kNm
M_{yy} = 430 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = 67 kN
M_{xx} = 910 kNm
M_{yy} = 278 kNm

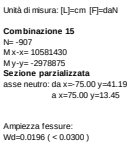
Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 8.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 4.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 323 MPa = $\sigma_{s,sd}$

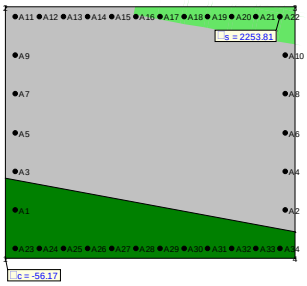
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -9 kN

M_{xx} = 1060 kNm

M_{yy} = 297 kNm





Armature efficaci: Area totale= 18,85 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 966 cm^2 ρ_{eff} = 0,0195

Tensione baricentrica = 213 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}= 0,000625 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 31,3 cm

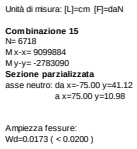
Ampiezza fessure w_d = 0,0196 (<0,03)

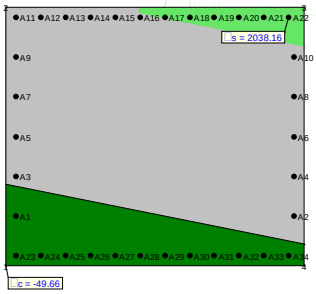
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = 67 kN

M_{xx} = 910 kNm

M_{yy} = 278 kNm





Armature efficaci: Area totale= 18,85 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 926 cm^2 ρ_{eff} = 0,0203

Tensione baricentrica = 194 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,0 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}= 0,000563 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 30,7 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0173 (<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 = $\sigma_{c,sd}$

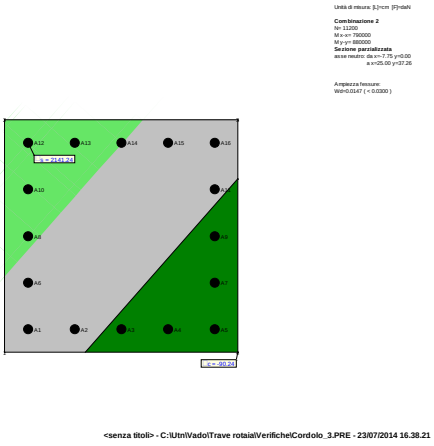
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 306 MPa = $\sigma_{s,sd}$

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

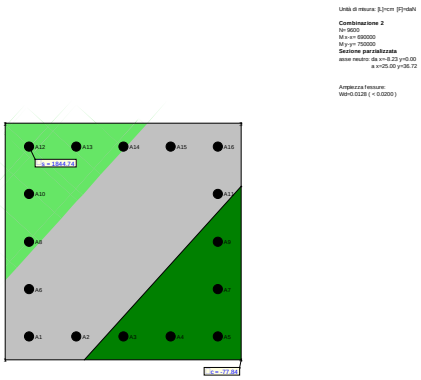
Ampiezza fessure w_d = 0,0147 (<0,03)

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 = 2.65 kg/cm^2.

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

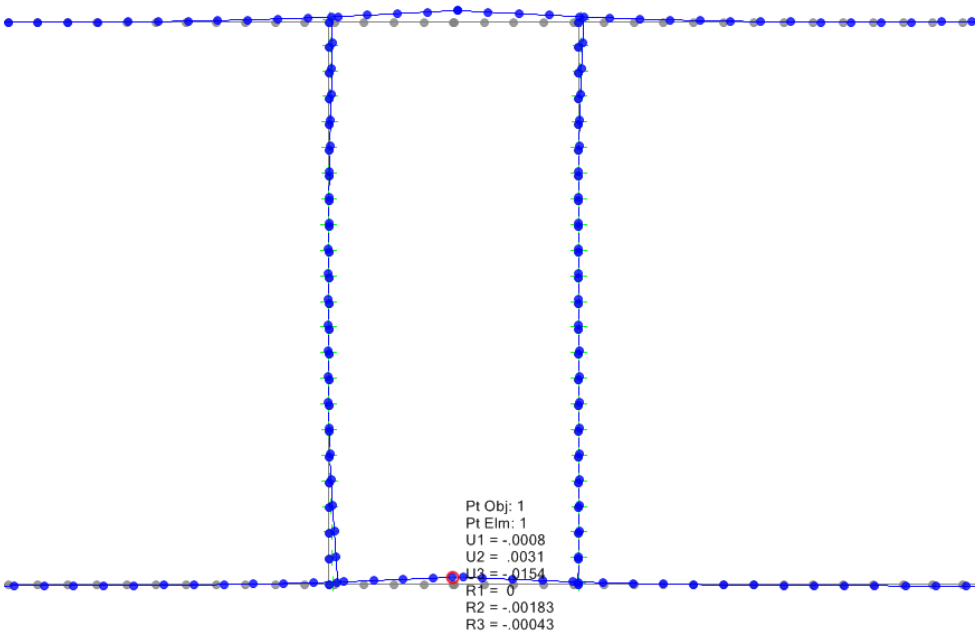


FIGURA 10-1 - STATO LIMITE DI ESERCIZIO COMBINAZIONE RARA - DEFORMAZIONE MASSIMA LATERALE

La massima deformazione laterale risulta pari a 3.1 mm inferiore rispetto a quella prevista da Normativa per le gru di classe 2 ed uguale a ±20 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:

$$J = \frac{1.5 \cdot 1.3^3}{12} = 0.274625 \text{ m}^4$$

E_0 = 114 MPa

E_1 = 30000 MPa

v_0 = 0.27

Risulta quindi:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot 114 \cdot 10^3 \cdot 1.5}{\left(1 - 0.27^2\right) \cdot 30000 \cdot 0.274625} = 274 > 1$$

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

$$\alpha = \frac{2l}{b} = \frac{50}{1.5} = 33 > 20$$

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

Si calcola:

$$L = \left[\frac{2 \times E_1 \times J \times \left(1 - v_0^2\right)}{b \times E_0}\right]^{0.33} = 4.4$$

E si definiscono le seguenti quantità:

$$\beta = \frac{b}{2L} = \frac{1.5}{2 \times 4.4} = 0.17 \qquad 0.15 < \beta < 0.3$$

$$l^* = \frac{l}{L} = \frac{25m}{4.4} = 5.7 \qquad > 2$$

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:

$$w = qB\frac{\left(1 - v^2\right)}{E} I = 265 \times 1.5 \times \frac{(1 - 0.27^2)}{114000} \times 2.24 = 0.0072 \text{ m} = 7 \text{ mm}$$

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

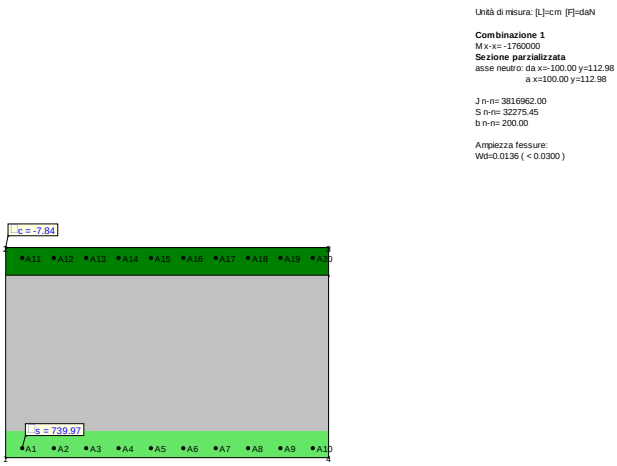
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M_{xx} = 220 kNm

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

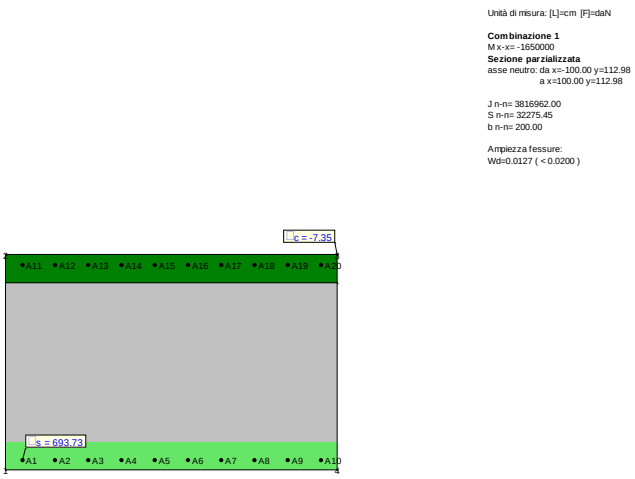
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

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 = $\sigma_{c,sd}$

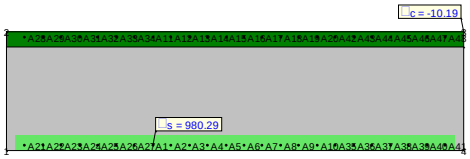
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 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

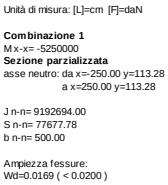
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

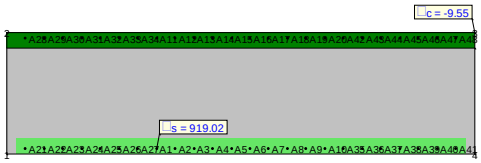
Deformazione media ε_{sm}= 0,000287 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 62,8 cm

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

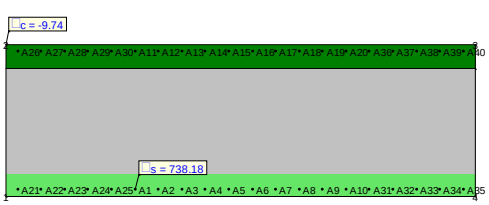
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.2 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 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



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

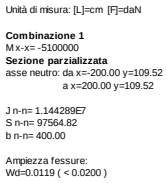
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

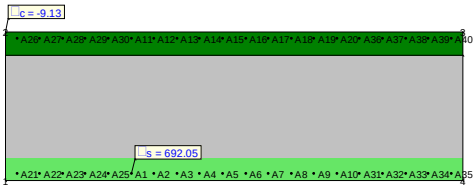
Deformazione media ε_{sm}= 0,000216 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 58,7 cm

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





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:

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

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 = $\sigma_{c,sd}$

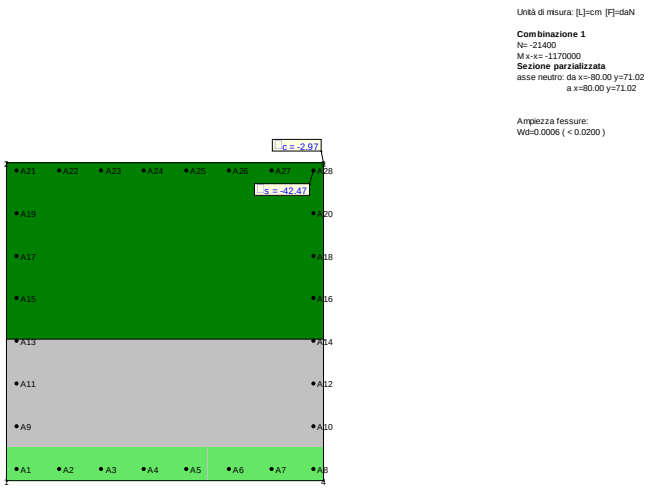
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 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

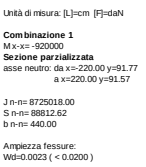
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M = 462 kNm

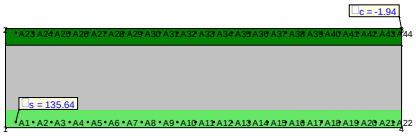
SLE QUASI PERMANENTE
M = 0 kNm

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:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 110 \times 4.4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.003 \text{ m} = 0.3 \text{ cm}$$