



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)
Banchina F - Val da Rio
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925
Fax +39 041 4967 914
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna
Via M. E. Lepido, 182/2
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano
Via Caccialepori, 27

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

I - OPERE CIVILI, EDILI

Relazione di calcolo

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

I001

DATA: Ottobre 2017	SCALA: -	FILE: 1044_I001_0.doc	J.N. 1044
PROGETTO L. Masiero	DISEGNO A. Pagin	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	OGGETTO.....	4
1.2	GENERALITÀ.....	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
2.1	CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO.....	6
2.2	VASCA DI ACCUMULO ACQUEDOTTO E ANTINCENDIO.....	7
2.3	POSTO DI GUARDIA	8
2.4	FONDAZIONI TORRI FARO E PALO PER ILLUMINAZIONE PUBBLICA	9
2.5	IMPIANTI SPECIALI.....	10
2.5.1	PREMESSA.....	10
2.5.2	PRESEDIMENTAZIONE-DISOLEAZIONE.....	11
2.5.3	ACCUMULO-SOLLEVAMENTO	11
2.5.4	TRATTAMENTO CHIMICO-FISICO.....	11
2.5.5	SEZIONE DI FILTRAZIONE SU CARBONE ATTIVO	12
2.5.6	TEMPISTICHE DI TRATTAMENTO	12
2.5.7	SERVIZI OCCORRENTI	13
2.5.8	MANODOPERA.....	13
2.5.9	INSTALLAZIONE	13
2.5.10	IMPIANTO PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI SENTINA MEDIANTE EVAPORAZIONE SOTTOVUOTO	14
2.5.10.1	Descrizione dell'impianto	14
2.5.10.2	Materiali di fornitura.....	16
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	18
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	18
3.2	NORME NAZIONALI	18
3.3	NORME EUROPEE.....	18
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	19
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	20
5.1	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE.....	20
5.1.1	COPRIFERRO	20
5.2	ACCIAIO.....	21
5.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA	21
5.2.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	21
5.2.3	BULLONI.....	21
5.2.4	TIRAFONDI.....	21
5.2.5	SALDATURE	21
5.3	MURATURA	22
6	CONDIZIONI DI CARICO	23
6.1	PESO PROPRIO	23
6.2	CARICHI PERMANENTI.....	23
6.3	CARICHI ACCIDENTALI.....	24
6.4	CARICHI METEORICI.....	25
6.4.1	NEVE.....	25
6.4.2	VENTO.....	26

6.4.3	VENTO VERTICALE – FRANGISOLE GUARDIANIA.....	27
6.4.4	VENTO - TORRI FARO.....	29
6.5	SISMA.....	31
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	38
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	39
8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
8.1	SLU - FLESSIONE.....	40
8.2	SLU - TAGLIO.....	40
9	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	42
9.1	OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI.....	42
9.1.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	42
9.1.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	43
10	PROGETTAZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA.....	43
10.1	RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO.....	43
10.1.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	43
10.1.2	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA.....	43
10.1.3	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA.....	43
10.2	FONDAZIONI.....	44
10.2.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	45
10.2.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	46
11	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	47
12	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA STRUTTURALE OPERE CIVILI.....	48
12.1	CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO.....	48
12.1.1	ANALISI LINEARE DINAMICA E MODI DI VIBRARE.....	48
12.1.2	VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	51
12.1.2.1	Verifica a flessione allo SLU.....	51
12.1.2.2	Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE.....	53
12.1.2.3	Verifica a fessurazione allo SLE.....	56
12.1.3	VERIFICA DELLE PARETI DELLA FOSSA.....	57
12.1.3.1	Verifica a flessione allo SLU.....	57
12.1.3.2	Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE.....	61
12.1.3.3	Verifica a fessurazione allo SLE.....	64
12.1.4	VERIFICA DELLE TRAVI E DEI PILASTRI IN C.A.....	68
12.1.4.1	Verifica delle travi portanti principali 300x300mm.....	68
12.1.4.2	Verifica dei pilastri 250x300mm.....	71
12.1.5	VERIFICA DEL GRIGLIATO PER IMPIANTI.....	75
12.1.5.1	Verifica delle travi in acciaio IPE270.....	75
12.1.5.2	Verifica del grigliato elettrosaldato.....	76
12.1.5.3	Verifica del collegamento delle travi IPE270.....	76
12.1.6	VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA.....	82
12.2	POSTO DI GUARDIA.....	83
12.2.1	ANALISI LINEARE DINAMICA E MODI DI VIBRARE.....	83
12.2.2	VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	86
12.2.2.1	Verifica a flessione allo SLU.....	86

12.2.2.2	Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE	91
12.2.2.3	Verifica a fessurazione allo SLE	94
12.2.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A.	98
12.2.3.1	Verifica delle travi portanti principali 300x300mm.....	98
12.2.3.2	Verifica delle travi portanti principali 450x300mm.....	101
12.2.3.3	Verifica dei pilastri 250x300mm	104
12.2.3.4	Verifica dei pilastri 250x500mm	108
12.2.3.5	Verifica del solaio di copertura	112
12.2.4	VERIFICA DELLA STRUTTURA IN ACCIAIO	114
12.2.4.1	Verifiche di resistenza	114
12.2.4.2	Verifica degli spostamenti allo SLE	118
12.2.4.3	Verifica del giunto di base	119
12.2.4.4	Verifica delle travi principali alle colonne.....	123
12.2.4.5	Verifica del collegamento flangiato delle travi principali	125
12.2.4.6	Verifica del collegamento flangiato delle travi secondarie	127
12.2.4.7	Verifica del collegamento a taglio delle travi secondarie.....	129
12.3	TETTOIA IMPIANTI SPECIALI	131
12.3.1	ANALISI LINEARE DINAMICA E MODI DI VIBRARE.....	131
12.3.2	VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	133
12.3.2.1	Verifica a flessione allo SLU	133
12.3.2.2	Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE	134
12.3.2.3	Verifica a fessurazione allo SLE	135
12.3.3	VERIFICA DELLA STRUTTURA IN ACCIAIO	137
12.3.3.1	Verifiche di resistenza	137
12.3.3.2	Verifica degli spostamenti allo SLE	140
12.3.3.3	Verifica del giunto di base	141
12.3.3.4	Verifica del collegamento trave - colonna.....	143
13	VERIFICHE DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	146
13.1	CARICHI AGENTI	146
13.1.1	CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO – PIANO TERRA	146
13.1.2	CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO – FOSSA.....	146
13.1.3	POSTO DI GUARDIA	146
13.1.4	TORRE FARO ALTA 30 M.....	146
13.1.5	TORRE FARO ALTA 16 M.....	147
13.2	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	148
13.2.1	PLATEA DI FONDAZIONE DELLA CABINA ENEL E DEL GRUPPO DI POMPAGGIO.....	151
13.2.2	PLATEA DI FONDAZIONE DEL POSTO DI GUARDIA.....	159
13.2.3	PLINTO DI FONDAZIONE PER LA TORRE FARO ALTA 30 M.....	163
13.2.4	PLINTO DI FONDAZIONE PER LA TORRE FARO ALTA 16 M.....	167
13.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	171
13.3.1	PLATEA DI FONDAZIONE DELLA CABINA ENEL E DEL GRUPPO DI POMPAGGIO – PIANO TERRA	171
13.3.2	PLATEA DI FONDAZIONE DELLA CABINA ENEL E DEL GRUPPO DI POMPAGGIO – FOSSA.....	172
13.3.3	PLATEA DI FONDAZIONE DEL POSTO DI GUARDIA.....	173
13.3.4	PLINTO DI FONDAZIONE PER LA TORRE FARO ALTA 30 M.....	173
13.3.5	PLINTO DI FONDAZIONE PER LA TORRE FARO ALTA 16 M.....	174

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto strutturale esecutivo delle opere civili di pertinenza della nuova piattaforma logistica intermodale di Tremestieri (Messina).

In particolare, sarà illustrato il progetto strutturale dei seguenti manufatti:

- Cabina Enel e Gruppo di pompaggio
- Vasca di accumulo acquedotto e antincendio
- Posto di Guardia
- Fondazioni torri faro e palo per illuminazione pubblica
- Impianti speciali, composto dalle seguenti sezioni:
 - sezione di presedimentazione-disoleazione;
 - accumulo-sollevamento;
 - impianto chimico-fisico di tipo automatico;
 - sezione di filtrazione su carbone attivo.

1.2 GENERALITÀ

La relazione, redatta in conformità a quanto indicato al Capitolo 10 del D.M. 14.01.2008, si compone di una prima parte descrittiva e di una seconda dedicata al calcolo delle sollecitazioni ed alle verifiche di sicurezza.

La prima parte, descrittiva, comprende:

- la descrizione generale illustrativa dell'opera, del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile. Essa contiene una descrizione dell'opera, con la definizione delle caratteristiche della costruzione quali la localizzazione geografica, la destinazione d'uso, la tipologia strutturale e le dimensioni principali complessive e dei principali elementi strutturali;
- le normative prese a riferimento;
- la descrizione del modello strutturale, correlato con quello geotecnico, ed i criteri generali di analisi e verifica;
- la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura in relazione agli stati limite che si possono verificare al fine di garantire il livello di sicurezza previsto in relazione alla vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni ordinarie e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni.

La seconda parte, invece, riporta:

- la descrizione dell'origine e delle caratteristiche del software di calcolo impiegato, nonché la descrizione del modello matematico impiegato;
- il tipo di analisi effettuate e le relative combinazioni dei carichi;
- i risultati ottenuti per le parti più sollecitate della struttura, descritti mediante immagini tratte direttamente dal software di calcolo che rappresentano graficamente le principali caratteristiche delle sollecitazioni e delle reazioni vincolari, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carico impiegate e le configurazioni deformate;
- le verifiche di sicurezza e di esercizio secondo i criteri richiesti dalle normative prese a riferimento.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

2.1 CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO

La cabina Enel e il gruppo di pompaggio sono locati all'interno di un unico corpo di fabbrica: la pianta è costituita da due rettangoli accostati, rispettivamente di dimensioni 4.06x6.70m circa e 12.86x7.16m. L'edificio conta un solo piano fuori terra di altezza pari a 3.30m circa.

La fondazione è costituita da una platea di spessore 35cm, ribassata di 70cm in corrispondenza del locale Enel e della cabina MT/BT utente, dove è predisposto un grigliato con barre portanti 50x3mm e maglia 25x75mm appoggiato a travi in acciaio IPE270 ancorate alle pareti della fossa.

La struttura portante è costituita da telai in cemento armato (pilastri 30x25cm e travi 30x30cm), mentre il solaio di copertura è realizzato con lastre di tipo predalles di spessore 26+4cm.

Nelle immagini seguenti vengono riportate la pianta e una sezione del fabbricato:

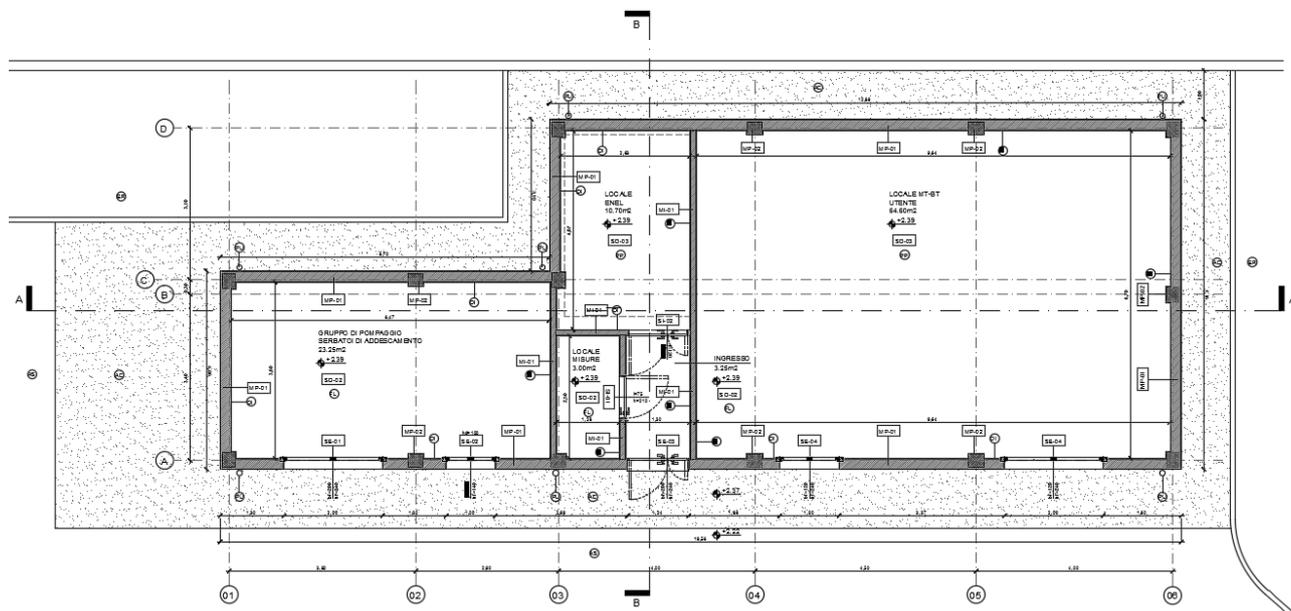


Figura 1 – Pianta della cabina Enel (locali a destra) e gruppo di pompaggio (locale a sinistra)

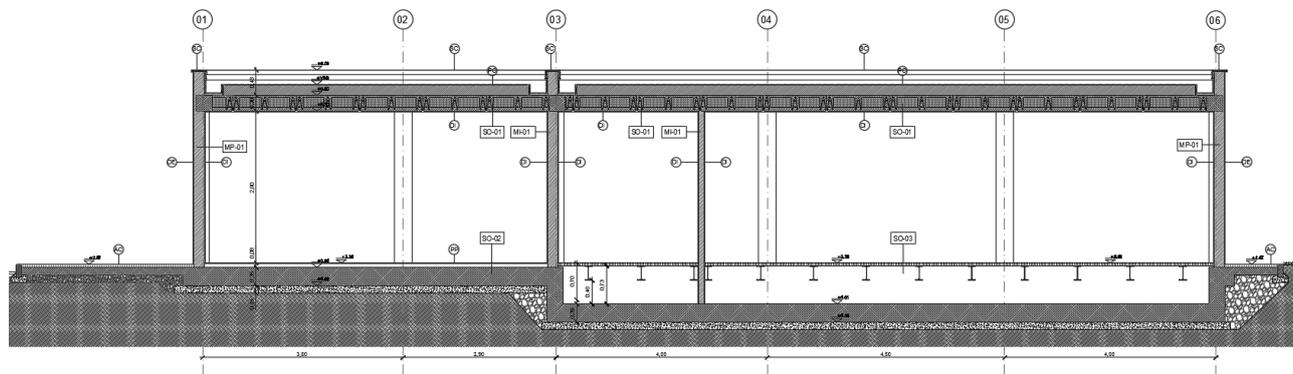


Figura 2 – Sezione cabina Enel e gruppo di pompaggio

2.2 VASCA DI ACCUMULO ACQUEDOTTO E ANTINCENDIO

A servizio dei piazzali di imbarco e delle banchine di approdo della nuova piattaforma logistica intermodale si prevede l'installazione di un impianto idrico antincendio, progettato e dimensionato secondo la vigente normativa in materia (EN 12845).

L'alimentazione idrica dell'impianto, in fase di esercizio e durante gli spegnimenti, avviene esclusivamente mediante il prelievo di acqua marina, tramite una vasca di decantazione e aspirazione collegata a mare. L'alimentazione idrica da acquedotto è prevista per il solo lavaggio delle condotte, dopo ogni utilizzo, e per il riempimento della rete a riposo.

L'impianto idrico antincendio si compone delle seguenti opere e apparecchiature:

- una vasca interrata di decantazione e presa di acqua da mare;
- un gruppo di pressurizzazione antincendio secondo EN 12845 (elettropompe, motopompa, valvolame e collettori, autoclave, serbatoi, ecc.);
- la rete di distribuzione idrica principale collegata al gruppo di pressurizzazione;
- gli idranti antincendio soprassuolo a colonna.

La distribuzione alle utenze (costituite dagli idranti antincendio) è realizzata da una rete di tubazioni collegata alla stazione di pompaggio. Il tracciato della rete, che copre l'intera area in cui insiste la nuova piattaforma logistica, segue in prevalenza la viabilità principale dell'area per una estesa complessiva di circa 2000 m. La installazione degli idranti soprassuolo è prevista in corrispondenza di ciascun nodo della rete, e comunque in modo da coprire tutti i piazzali nell'ipotesi di raggio di azione massimo dell'idrante pari a 50 m.

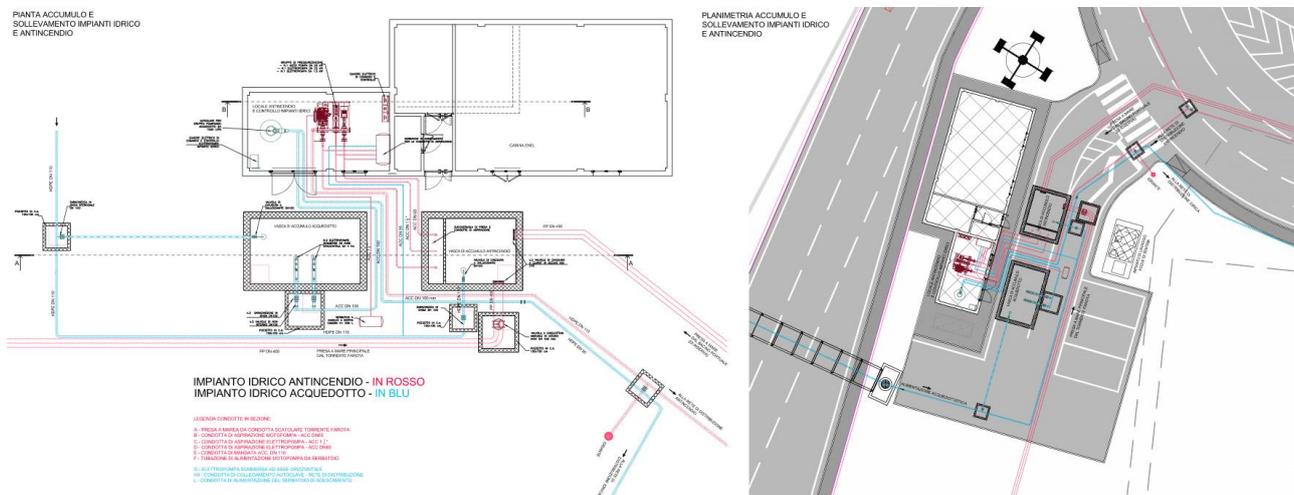


Figura 3 – Impianto antincendio planimetria

Le verifiche strutturali sono riportate nel documento “Relazione di calcolo impianti idraulici e antincendio”.

2.3 POSTO DI GUARDIA

Il fabbricato adibito a posto di guardia è composto da due strutture principali: la prima, realizzata in calcestruzzo armato, costituisce il locale uffici, mentre la seconda è una pensilina frangisole, realizzata con struttura portante in carpenteria metallica. L'edificio presenta una pianta rettangolare di 11.13x8.30m, mentre la pensilina sovrastante ha dimensione 13.81x15.09m.

Relativamente all'edificio ospitante gli uffici, la struttura portante si eleva per 3.30m ed è costituita da telai in cemento armato (pilastri 30x25cm e 50x25cm e travi 30x45cm) e solai in lastre prefabbricate di tipo predalles di altezza pari a 26+4cm. La fondazione è realizzata con una platea di spessore 30cm.

Per quanto riguarda la pensilina di copertura, invece, la struttura è costituita da telai metallici con colonne HEB300 e travi principali HEA400 e secondarie IPE 400. L'altezza massima raggiunta è pari a circa 5.10m.

Nelle immagini seguenti vengono riportate le piante del piano terra e di copertura, nonché una sezione.

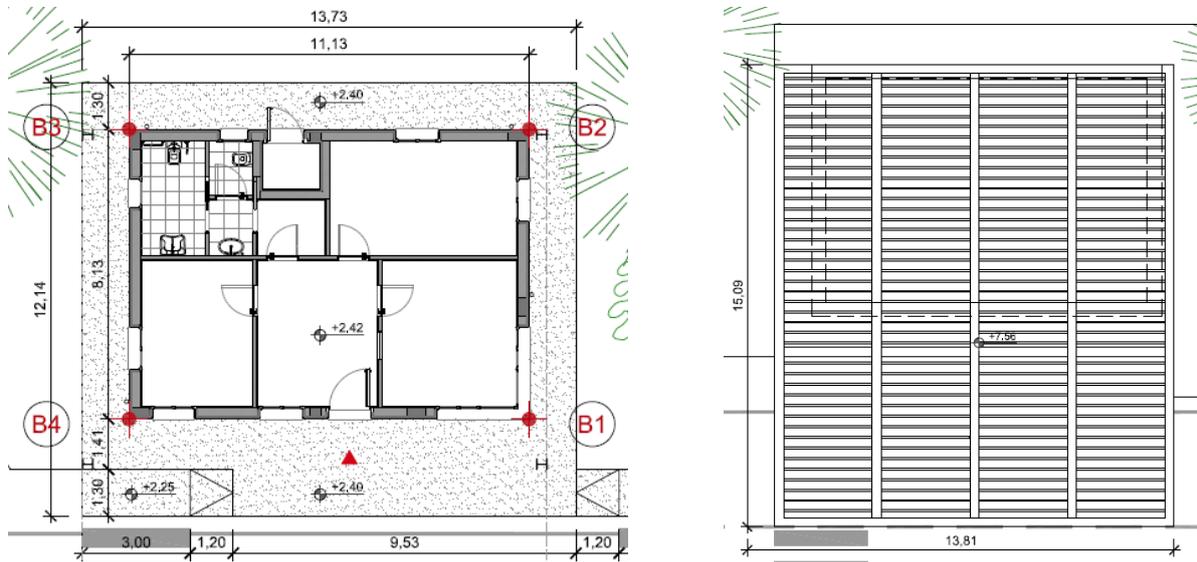


Figura 4 – Pianta piano terra e copertura posto di guardia

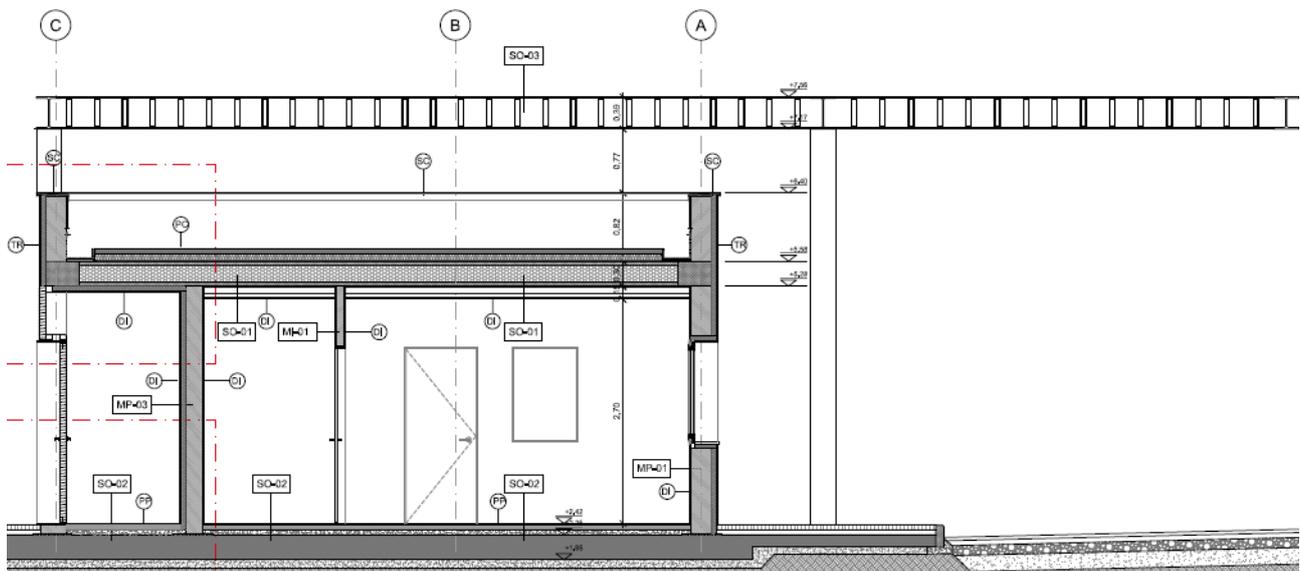


Figura 5 – Prospetto laterale posto di guardia

2.4 FONDAZIONI TORRI FARO E PALO PER ILLUMINAZIONE PUBBLICA

Trattasi di plinti di fondazione realizzati in cemento armato.

Il plinto delle torri faro di altezza 30m è costituito da due batoli di dimensioni differenti rispettivamente pari a 4.20x4.20x1.00m e 1.60x1.60x1.10m (B x b x H).

Seguono la pianta e la sezione del plinto.

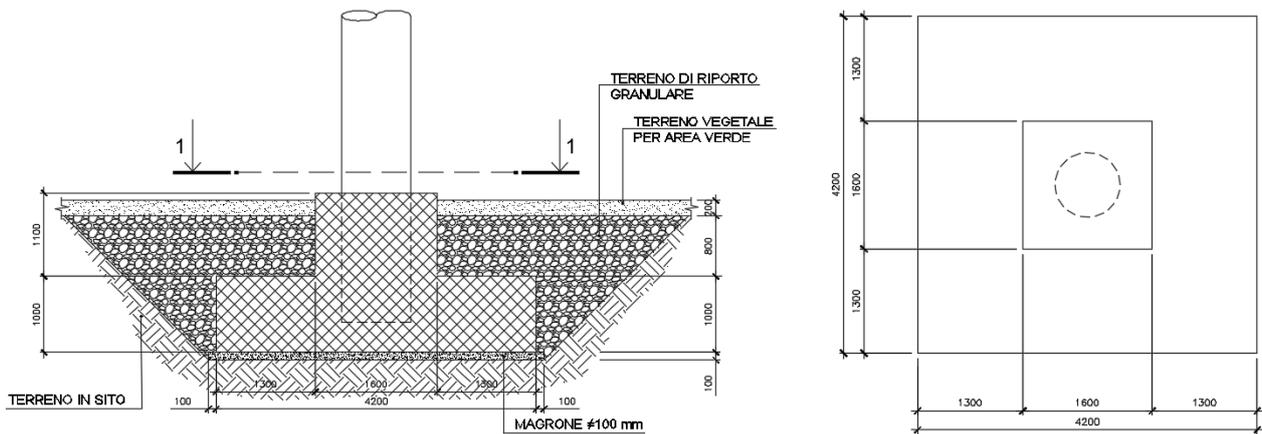


Figura 6 – Pianta e sezione del plinto di fondazione della torre faro

I plinti di fondazione a sostegno delle torri faro di altezza 16m è costituito da due batoli di dimensioni differenti rispettivamente pari a 2.70x2.70x0.70m e 1.60x1.60x1.10m (B x b x H).

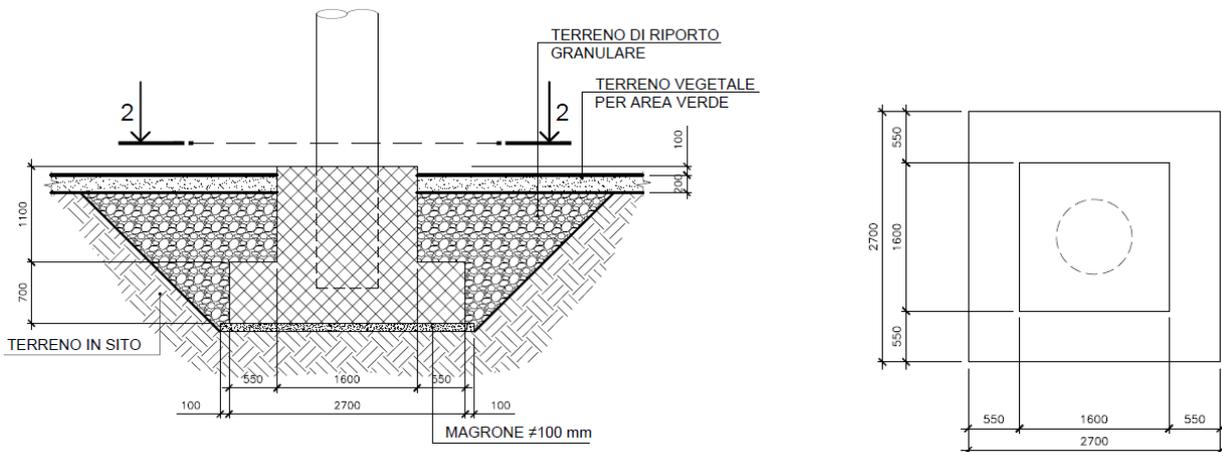


Figura 7 – Pianta e sezione del plinto di fondazione dei pali di illuminazione pubblica

2.5 IMPIANTI SPECIALI

Si riportano le caratteristiche degli impianti di salvaguardia ambientale, che comprendono la raccolta dei rifiuti, il trattamento e l'immissione in rete dei liquami provenienti dai servizi igienici degli edifici e delle aree attrezzate, nonché di raccolta differenziata dei rifiuti solidi prodotti in ambito portuale e quelli specifici di tutela della qualità delle acque e del paesaggio costiero, rappresentati da:

- Impianto di trattamento sversamenti di carburante;
- Impianto di lavaggio carene e trattamento acque di scarico;
- Filtro portatile per acque di sentina;
- Impianto per l'aspirazione di oli esausti e trattamento acque di sentina con serbatoi di accumulo;
- Impianto spurgo oli esausti.

Gli impianti di trattamento ambientale sono localizzati in corrispondenza della zona impianti (enel/antincendio/acquedotto).

2.5.1 Premessa

Il sistema di depurazione prevede il trattamento dei reflui in un reattore a "batch" mediante sequenze cicliche che si ripetono automaticamente.

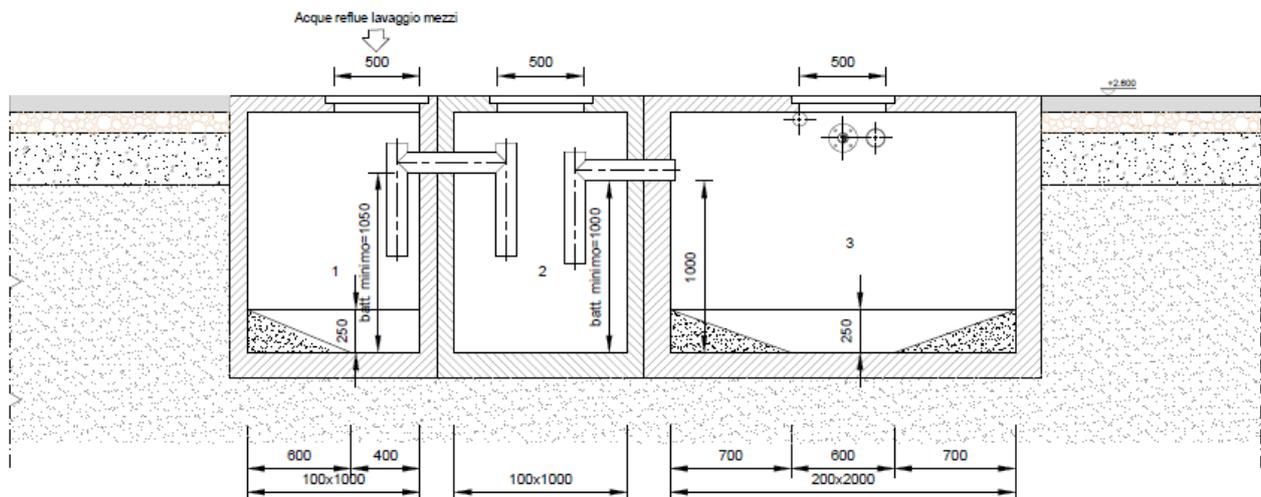


Figura 8 – Sezione del sistema di depurazione

Tale sistema di depurazione offre i seguenti vantaggi:

- offre le maggiori garanzie per quanto riguarda la qualità dell'effluente in uscita dall'impianto;
- il trasferimento del refluo stoccato nella vasca di accumulo-sollevamento può essere effettuato con qualsiasi portata; si evita in tal modo di dover effettuare delle regolazioni di portata sulla mandata della pompa di alimentazione evitando di conseguenza rischi di intasamento o staratura della portata con conseguenti scompensi sul sistema di depurazione;
- il dosaggio dei reagenti necessari per ogni ciclo di trattamento del refluo avviene in un tempo limitato e su un medio di acque di scarico; tale circostanza evita, rispetto ad un tradizionale sistema di depurazione in continuo, di dover effettuare dei sovradosaggi di reagenti dovuti a inevitabili punte di carico inquinante;

- al termine di ogni ciclo di lavoro il carico viene completamente svuotato dal reattore; questa soluzione consente di evitare il ristagno dei fanghi per lunghi periodi di tempo all'interno del reattore (cosa che accade nei piccoli impianti chimico-fisici in continuo con sedimentatore), e quindi il possibile rischio di inizio di fenomeni putrefattivi del fango, conseguente risalita in superficie e relativa fuoriuscita dello stesso;
- l'allontanamento rapido dei fanghi riduce inoltre la possibile emanazione di odori molesti causati dall'innesco di processi di putrefazione;
- è richiesto un impiego ridotto di manodopera per l'elevata automatizzazione del sistema.

2.5.2 Presedimentazione-disoleazione

Le acque vengono convogliate a gravità in una vasca di presedimentazione-dissabbiatura. La funzione della presedimentazione-dissabbiatura è di rimuovere il materiale grossolano presente nei reflui da trattare, in modo da ottenere un miglioramento significativo della gestione dell'impianto. I solidi sedimentati e raccolti sul fondo della vasca vengono asportati periodicamente, per essere idoneamente smaltiti da una ditta autorizzata. Dalla vasca di presedimentazione-dissabbiatura le acque entrano, mediante una tubazione di troppo pieno, nella successiva vasca di disoleazione. Anche tale vasca deve essere periodicamente svuotata da una ditta autorizzata. Dalla disoleazione una tubazione di troppo pieno convoglia le acque da trattare alla vasca di accumulo-sollevamento.

2.5.3 Accumulo-sollevamento

Le acque di pioggia e di lavaggio vengono dunque accumulate in una vasca realizzata in CA, completamente interrata di adeguato volume utile.

In tale vasca è installata una pompa di sollevamento al trattamento chimico-fisico comandata da un interruttore di livello del tipo a galleggiante.

2.5.4 Trattamento chimico-fisico

La depurazione dei reflui si effettua mediante uno o più reagenti specifici. I reagenti hanno la proprietà di far precipitare sostanze organiche e inorganiche in genere. In seguito alle reazioni chimico-fisiche che avvengono nel reattore, si avrà la separazione di una fase acquosa limpida ed incolore da un fango, che viene successivamente ispessito fino a formare una focaccia compatta e consistente, che può essere quindi facilmente allontanata.

Il trattamento prevede le seguenti fasi:

1. sollevamento delle acque da trattare mediante la pompa sommersa e loro trasferimento nel reattore dell'impianto munito di elettrolivello che blocca automaticamente la pompa di sollevamento a riempimento avvenuto;
2. azionamento automatico della pompa di miscelazione-scarico che, tramite un sistema di valvole pneumatiche, permette la miscelazione dei reflui;
3. immissione automatica dei reagenti tramite pompa dosatrice nella quantità prestabilita durante la messa in esercizio dell'impianto;
4. agitazione per un tempo prefissato, trascorso il quale la pompa di miscelazione-scarico si arresta automaticamente permettendo così la separazione del fango formatosi;
5. decantazione per un tempo prefissato;
6. scarico della miscela di reazione mediante l'apertura di valvole pneumatiche automatiche, in due distinte fasi:

- a. Prima fase: Dopo un tempo prestabilito dall'inizio della decantazione, lo scarico dell'acqua chiarificata avviene tramite apertura di una valvola pneumatica. L'acqua, mediante la pompa di scarico, viene inviata alla successiva sezione di filtrazione su carbone.
- b. Seconda fase: Terminata la fase di scarico dell'acqua chiarificata, avviene lo scarico dei fanghi depositati sul fondo del reattore tramite apertura di una seconda valvola automatica. Da una presa sul fondo del reattore, a mezzo della pompa di scarico citata in precedenza, i fanghi vengono inviati in n° 3 sacchi drenanti, allo scopo di diminuirne sensibilmente il contenuto d'acqua e quindi i costi di smaltimento finale. L'acqua di drenaggio filtrata da ogni sacco viene rilanciata in testa all'impianto per essere ritrattata. Tale sistema consente un notevole risparmio in termini di costi, in quanto si arrivano a smaltire fanghi con una concentrazione di secco che può raggiungere tenori intorno al 15%. I fanghi trattenuti dai sacconi sono orientativamente pari a ca. il 2÷3% dell'acqua trattata. Una volta pieni i sacchi saranno inviati in discarica controllata, per essere adeguatamente smaltiti. In opzione, come descritto al p.to 3 viene offerto un disidratatore da 700 litri esterno alla struttura. Si fa presente che normalmente tali fanghi sono da considerarsi rifiuti speciali non tossico-nocivi.

Il ciclo automatico di scarico consente di riciclare in testa la prima frazione di scarico dell'effluente depurato, in quanto questa potrebbe contenere una certa quantità di fanghi accumulatisi all'interno delle tubazioni durante la fase di agitazione. Tale soluzione è realizzata mediante l'installazione di due valvole pneumatiche. Il funzionamento automatico dell'impianto è comandato da un quadro elettrico a tenuta stagna completo di PLC dotato di tastiera di comando tipo touch-screen.

2.5.5 Sezione di filtrazione su carbone attivo

Le acque chiarificate in uscita dal reattore chimico-fisico pervengono in una sezione di filtrazione su carbone attivo per fissare per adsorbimento le sostanze organiche disciolte, quali oli minerali, tensioattivi e solventi organici responsabili dell'incremento di COD. La sezione di filtrazione su carbone è costituita da n° 1 filtro in vetroresina di adeguato diametro, completo di valvole manuali per le operazioni di lavoro e di controlavaggio, e di indicatore di pressione.

Gli eventuali controlavaggi vengono effettuati con acqua di rete, e gli eluati prodotti vengono inviati alla vasca di accumulo-sollevamento per essere trattati. L'acqua in uscita dal filtro a carbone viene quindi inviata allo scarico.

2.5.6 Tempistiche di trattamento

I tempi tecnici necessari per il completo trattamento di depurazione possono indicativamente essere così di seguito riassunti:

Carico del reattore	: 5	min
Trattamento	: 2-4	min per i dosaggi
	: 10	min agitazione
	: 2-4	min flocculazione
Decantazione	: 20	min
Scarico effluente depurato	: 25	min
Scarico fanghi	: 5	min

2.5.7 Servizi occorrenti

Acqua di rete: per la pulizia dell'impianto; per la preparazione dei reagenti; per eventuali controlavaggi del filtro a carbone.

Energia elettrica: 230 volt 50 Hz con relativi sistemi di sicurezza.

Aria compressa: alla pressione di 6 bar ass. per azionamento utenze pneumatiche e controlavaggio filtro a sabbia.

2.5.8 Manodopera

La manodopera richiesta è minima e si limita a:

- approvvigionamento reagenti chimici;
- allontanamento dei sacchi drenanti pieni di fango e sostituzione;
- approvvigionamento e sostituzione cariche di carbone attivo;
- normale manutenzione di pompe e motori.

Periodicamente deve essere previsto lo svuotamento dei pozzetti di presedimentazione-dissabbiatura e disoleazione, e lo smaltimento del loro contenuto tramite ditta autorizzata.

2.5.9 Installazione

E'consigliabile che l'impianto venga installato all'interno di un locale chiuso o eventualmente riparato da una tettoia, per preservarne la funzionalità e l'integrità delle strutture e proteggerlo dal gelo e dalle intemperie.

Il locale deve essere idoneamente aerato e deve presentare un portone di accesso di dimensioni tali da garantire il passaggio dell'impianto CFA1000 di tipo monoblocco.

La superficie occupata dall'impianto con le relative aree di rispetto è di circa $8 \div 10 \text{ m}^2$; l'altezza minima necessaria è di 3 m.

Esternamente alla struttura monoblocco vengono posizionati il filtro a carbone e l'eventuale disidratatore dei fanghi offerto in opzione. La vasca di disidratazione fanghi può eventualmente essere posizionata esternamente al locale.

IMPIANTO DI DEPURAZIONE

n° 1 reattore del volume di 900 litri circa costruito in polietilene, completo di misuratore di livello a trasduttore di pressione

n° 1 pompa di miscelazione-scarico del tipo a girante aperta avente le seguenti caratteristiche:

Portata 100 L/min.

Prevalenza 13 m.c.a.

Potenza installata 0,9 kW

n° 3 serbatoi in polietilene per la preparazione dei reagenti necessari per il trattamento del volume di 60 litri/cadauno

n° 1 pompa dosatrice pneumatica per l'immissione automatica dei reagenti.

Gruppo di valvole pneumatiche per le fasi di miscelazione, agitazione, scarico della prima frazione e scarico effluente depurato.

n° 1 sistema di filtrazione su quarzite.

n° 1 serbatoio per lo stoccaggio dell'acqua necessaria al controlavaggio del filtro a sabbia del volume di 170 litri circa, completo di valvola a spillo comandata da galleggiante

n° 3 Regolatori di livello con involucro stagno in polipropilene, contrappeso in piombo.

n° 1 strumento elettronico di misura del valore di pH completo di elettrodo con montaggio on-line.

n° 3 sacchi filtranti per i fanghi di supero.

Quadro elettrico centralizzato, completo di controllore logico programmabile (PLC) con relativo software di gestione e tastiera di comando con display a 4 tonalità tipo touch-screen.

L'impianto chimico-fisico, completamente automatico, è montato su una struttura monoblocco portante rivestita da pannelli in lamiera verniciati ed è dotato di porte di accesso. La struttura contiene anche il filtro a sabbia.

FILTRAZIONE SU CARBONE

n° 1 filtro a carbone attivo, realizzato in vetroresina, completo di n° 4 valvole manuali e n° 1 indicatore di pressione.

2.5.10 Impianto per il trattamento delle acque di sentina mediante evaporazione sottovuoto

Per il trattamento delle acque di sentina risulta idoneo un processo di evaporazione sotto vuoto. L'evaporatore provvede alla realizzazione di due effetti contemporanei:

- evaporazione della fase acquosa del refluo da trattare che sarà successivamente recuperata per condensazione;
- concentrazione della soluzione fino ad un valore ottimale prestabilito.

La produzione di energia termica necessaria per l'evaporazione dell'acqua viene realizzata da un circuito frigorifero comunemente detto "a pompa di calore", e trasmessa al refluo contenuto nella caldaia attraverso uno scambiatore di calore a piastre. La pompa di calore provvede inoltre a sottrarre l'energia termica per la condensazione del vapore acqueo in uscita dal duomo della caldaia.

L'evaporazione viene condotta a basse pressioni assolute (intorno ai 3 ÷ 5,5 kPa), alle quali corrispondono temperature di esercizio intorno ai 25 ÷ 35 °C: in questo modo viene impiegata una quantità di energia inferiore rispetto a quella necessaria nell'evaporazione a pressione atmosferica, e si riduce inoltre al minimo la decomposizione molecolare delle sostanze termolabili eventualmente contenute nelle acque da evaporare e quindi il loro trascinarsi indesiderato assieme al vapore.

L'impianto è in grado di trattare scarichi ad elevatissimo carico inquinante per i quali, operando con gli usuali sistemi di trattamento, sarebbero richiesti costi elevati di investimento e/o di esercizio, con risultati ancora dubbi per quanto riguarda la qualità dello scarico.

La nostra struttura si avvale inoltre di un sistema di supervisione e telecontrollo, che permette di effettuare un controllo dell'impianto a distanza e di intervenire da remoto sul settaggio delle impostazioni. Tale sistema può essere efficacemente applicato all'impianto proposto, e potrà essere oggetto di un'offerta a parte su eventuale Vostra richiesta.

2.5.10.1 Descrizione dell'impianto

Il refluo viene direttamente aspirato dall'evaporatore per essere concentrato come di seguito descritto.

EVAPORAZIONE - CONCENTRAZIONE

La soluzione perviene all'interno dell'evaporatore nel quale si realizzano due effetti contemporanei:

- evaporazione della fase acquosa che sarà successivamente recuperata per condensazione;
- concentrazione della soluzione fino ad un valore ottimale prestabilito.

L'evaporatore è essenzialmente costituito da un contenitore cilindrico, all'esterno del quale è saldata una piastra riscaldante che trasmette alla soluzione il calore necessario per l'evaporazione.

Dentro la piastra scorre il fluido termovettore (miscela di gas refrigeranti previsti dalla nuova normativa).

Il salto termico per produrre l'evaporazione si ottiene mediante rapida compressione del fluido in un apposito gruppo compressore esterno.

Un desurriscaldatore è posto a valle del compressore allo scopo di sottrarre un eventuale surplus di calorie non necessarie per il corretto funzionamento della fase di evaporazione.

Durante l'evaporazione il livello del battente liquido all'interno dell'evaporatore si abbassa. Un controllo di livello comanda, allora, l'apertura di una valvola pneumatica, in modo da riportare il livello del liquido all'altezza di lavoro prestabilita.

Ovviamente il caricamento della caldaia dell'evaporatore avviene se nel serbatoio d'accumulo del refluo vi è presente un contenuto sufficiente; se il livello nell'accumulo raggiunge un minimo prefissato, viene chiusa la valvola d'aspirazione dell'evaporatore.

La circolazione all'interno dell'evaporatore è garantita da una pompa esterna.

I vapori, dopo passaggio attraverso un duomo per l'abbattimento dei trascinamenti, nel quale si effettua il controllo della temperatura e del vuoto mediante appositi strumenti, sono convogliati verso il condensatore finale mentre la soluzione residua in caldaia, raggiunto il valore di concentrazione prestabilito, con un apposito programmatore di ciclo viene periodicamente scaricata a mezzo pompa ed accumulata in un serbatoio dedicato, completo di misuratore di livello a pressione idrostatica.

Per il principio fisico sul quale si basa il funzionamento dell'impianto è possibile che in caldaia si verificano fenomeni di trascinamento dovuti a schiume con la necessità del dosaggio di antischiuma. Nel caso in cui le analisi sui campioni di acque da trattare confermino la necessità di dotare l'impianto di un sistema antitrascinamento, esso verrà predisposto con il dosaggio automatico di antischiuma a mezzo di pompa elettronica che aspira la soluzione direttamente da tanica (reperibile in commercio) e dotato di anelli di riempimento nel duomo.

Il valore preciso del rapporto di concentrazione effettivo può essere ricavato solo a seguito di prove su un impianto pilota effettuate, presso il ns. laboratorio chimico, su un campione medio delle acque da trattare.

CONDENSAZIONE

I vapori pervengono quindi nel condensatore finale dove, mediante brusca espansione del fluido termovettore in uscita dal fascio tubiero dell'evaporatore attraverso un'apposita valvola d'espansione, si ottiene il salto termico necessario per ottenere in questo caso la condensazione dei vapori.

Il condensato raccolto alla base del condensatore viene quindi automaticamente estratto per mezzo di pompa centrifuga.

Il termovettore in uscita dal condensatore viene quindi nuovamente inviato al gruppo di compressione per un ciclo successivo.

Il vuoto all'interno del sistema è realizzato mediante un sistema pompa – eiettore collegato direttamente al corpo del condensatore.

COSTI DI ESERCIZIO

I costi d'esercizio dell'impianto sono imputabili alle seguenti voci:

- Energia elettrica

Nell'impianto sono installati motori aventi una potenza complessiva di circa 40 kW.

L'impianto è a conduzione interamente automatica.

La manodopera necessaria è per:

- smaltimento della fase concentrata
- normale manutenzione motori e pompe.

AREA OCCUPATA - ISOLAMENTO DELL'IMPIANTO

Per un buon funzionamento e la preservazione delle apparecchiature è opportuno che l'impianto sia situato in luogo protetto e la temperatura ambiente ammessa del locale dovrà essere $+4\div+32$ °C (min.- max.). L'area occupata dalle ns. attrezzature è di 15-20 m² circa. Tutto l'impianto è montato su skid e presenta pertanto una struttura monoblocco facilmente trasportabile e collegabile in sito ai circuiti idraulico, elettrico e dell'aria compressa.

La distanza tra il sollevamento e l'evaporatore è di circa 10 m.

SERVIZI OCCORRENTI

- Acqua di rete : per eventuale pulizia dell'impianto
- Energia elettrica: 400 volt 50 Hz con relativi sistemi di sicurezza
- Aria compressa: alla pressione di 6 bar ass.

2.5.10.2 Materiali di fornitura

- n° 1 sistema di generazione del vuoto del tipo pompa-eiettore, con pompa avente le seguenti caratteristiche:
 - Portata: 200 L/min
 - Motore: 3,0 kW
 - Prevalenza: 46 m.c.l.
- n° 1 misuratore di temperatura con segnale in uscita 4-20 mA in uscita dall'eiettore.
- n° 1 caldaia in acciaio, completa di:
 - duomo per abbattimento trascinamenti
 - attacchi vari per alimentazione, ispezione e scarico
 - vacuometro $0\div760$ mmHg
 - controlli di livello
 - controllo di temperatura
 - chassis in acciaio al carbonio verniciato.
- n° 1 pompa esterna per la circolazione all'interno della caldaia.
- n°1 gruppo di compressione del fluido riscaldante-refrigerante (freon R134-A) completo di:
 - compressore
 - n° 2 pressostati

- n° 2 manometri
- stazione di filtraggio e disidratazione
- spia in vetro per il controllo del flusso e umidità
- valvole e rubinetti vari
- valvola termostatica.
- n° 1 condensatore ad aria da inserire sulla mandata del compressore, costituito da carcassa in lamiera di acciaio zincato, batteria con tubi di rame e alette ventola in alluminio, e completo di motore e ventola con potenza di 0,2 kW.
- n° 1 serbatoio di ricevimento freon costruito in acciaio del volume di 19 L.
- n° 1 condensatore a fascio tubiero ad espansione secca costruito in AISI 304.
- n° 1 pompa di scarico del condensato avente le seguenti caratteristiche:
 - Portata: 60 L/min
 - Motore: 0,37 kW
 - Prevalenza: 18 m.c.l.
- n° 1 misuratore di temperatura con segnale in uscita 4-20 mA.
- n°1 pompa di scarico del concentrato del tipo a diaframmi con funzionamento ad aria compressa avente le seguenti caratteristiche:
 - Portata: 2 m³/h
 - Prevalenza: 3 bar
 - Consumo aria :18 m³/h
 - Materiale: polipropilene.
- n° 1 Quadro elettrico di controllo e comando costruito in lamiera perfettamente cablato atto a contenere:
 - interruttore generale
 - lampada presenza rete
 - relè termici di protezione motori
 - pulsanti marcia arresto
 - sistema elettrico di allarme
 - relè ed accessori elettrici per il normale funzionamento
 - strumento contatore per il controllo max concentrazione
- n°1 PLC (Controllore Logico Programmabile) mod. PCD2 8 ingressi/uscita dotato di tastiera di comando tipo touch-screen, completo di:
 - n° 3 schede 8 ingressi digitale (E110);
 - n° 2 schede 8 uscite digitali (A 400);
 - n° 1 tastiera (terminale operatore grafico) mod. ESA VT 185W;
 - n° 2 schede ingressi analogici (W310);
 - n° 1 scheda interfaccia seriale (F520);
 - n° 1 scheda interfaccia seriale (F120)
- Tubazioni, valvole, raccordi, curve, pezzi speciali, minuteria, strumentazione, e quanto necessario di materiale idraulico ed elettrico per dare l'impianto finito a perfetta regola dell'arte.

L'intero impianto è montato su skid in acciaio al carbonio verniciato.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- D.M. 14.01.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circ. Min. LL. PP. n. 617 02.02.2009 – *“Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14.01.2008.
- CNR DT 207/2008 – *“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”*.

3.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1:2006 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”*.
- UNI 11104:2014 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”*.
- UNI 11104:2016 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206”*.

3.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1993-1-1:2005 – *“Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1997-1:2005 – *“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”*.
- UNI EN 1998-5:2005 – *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Il D.M.14.01.2008 prescrive la determinazione di vita nominale e classe d'uso (vedere § 2.4).

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

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del D.M. 14.01.2008 ed alle prescrizioni per gli edifici pubblici contenute nella circolare "Prima direttiva per l'applicazione del decreto del ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 in materia di nuove norme tecniche per le costruzioni" si assume, per la costruzione in oggetto, una vita nominale corrispondente a:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

$V_N > 50$ anni

In riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso o di una perdita di operatività dell'opera (§2.4.2/3 D.M. 14.01.2008), le strutture si classificano in:

Classe III

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tale classe si riferisce a:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

$C_u = 1.5$

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

5.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Classificazione secondo D.M. 14.01.2008, UNI-EN 206-1:2014 e UNI 11104:2016:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell'inerte D_{max} = 15 mm
- Classe di esposizione XS3
- Minimo contenuto di cemento 360kg/m³
- Massimo rapporto a/c 0.45
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg R_{ck} ≥ 45 MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg f_{ck} ≥ 35 MPa
- Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

- Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot 35^{2/3}}{1.5} = 1.49 \text{ MPa}$$

- Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

5.1.1 Copriferro

Il copriferro minimo viene determinato in relazione alla classe di esposizione e alla tipologia di elemento. Si ricava:

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 DM 14/01/2008

Classe di esposizione:	XS3	
Tipo di ambiente:	Molto aggressivo	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale V _N :	50	anni
Copriferro minimo:	45	mm
Tolleranza di posa:	5	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	0	mm
Incremento per classe C.A. C < C _{min} :	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	50	mm

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per armatura

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450C secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN 1992-1-1:2015, UNI EN ISO 9001:2008, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2010:

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa
- Allungamento caratteristico a carico massimo $(A_{gtk})_k \geq 7.5$ %
- Valore minimo di $k=(f_0/f_y)_k$ $1.15 \leq (f_0/f_y)_k \leq 1.35$
- Tensione di snervamento nominale $(f_y/f_{y\ nom})_k \leq 1.25$
- Modulo di elasticità medio $E_{sm} = 210$ GPa

5.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria metallica di tipo S355 JR secondo D.M.14.01.2008 e UNI EN 10025-2:2009, accertato secondo le UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002:2004 e UNI EN 10045-1:1992.

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 510$ MPa
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa
- Modulo elastico $E_{sm} = 210$ GPa
- Resilienza $KV \geq 27$ J a $+20^\circ\text{C}$
- Allungamento perc.: - per lamiere $\epsilon_t \geq 21$ %
- per barre, profilati larghi piatti $\epsilon_t \geq 22$ %

5.2.3 Bulloni

Bulloni ad alta resistenza classe 8.8 secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN ISO 898-1:2013, UNI EN ISO 4016:2011 e UNI EN 15048-1:2007:

- Resistenza caratteristica a rottura $f_{tb} \geq 800$ MPa
- Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yb} \geq 640$ MPa

Dadi e rondelle secondo UNI EN 15048-1:2007:

- Dadi cl.8
- Rondelle cl.4.8

5.2.4 Tirafondi

Tirafondi ad alta resistenza classe 8.8 secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN ISO 898-1:2013, UNI EN ISO 4016:2011 e UNI EN 15048-1:2007:

- Resistenza caratteristica a rottura $f_{tb} \geq 800$ MPa
- Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yb} \geq 640$ MPa

5.2.5 Saldature

Le saldature sono eseguite ad arco a cordone d'angolo ed a completo ripristino secondo UNI EN ISO 4063:2011 ed UNI EN 1011-1:2009.

5.3 MURATURA

Blocchi semipieni in laterizio secondo D.M. 14.01.2008:

- | | |
|--|--------------------------------|
| - densità elementi | $\gamma = 860 \text{ Kg/m}^3$ |
| - percentuale foratura | $\varphi \leq 45\%$ |
| - resistenza caratteristica a compressione | $f_{bk} > 10 \text{ N/mm}^2$ |
| - resistenza caratteristica in direz. ortogonale | $f'_{bk} > 2.5 \text{ N/mm}^2$ |

Caratteristiche muratura:

- | | |
|--|-------------------------------|
| - malta M10 | |
| - resistenza caratteristica a compressione | $f_k > 5.3 \text{ N/mm}^2$ |
| - resistenza caratteristica a taglio | $f_{VK0} > 2 \text{ N/mm}^2$ |
| - modulo longitudinale | $E = 5300 \text{ N/mm}^2$ |
| - Conducibilità Termica equivalente | $\lambda = 0,26 \text{ W/mK}$ |

6 CONDIZIONI DI CARICO

6.1 PESO PROPRIO

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software di calcolo strutturale, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. Per il calcestruzzo e l'acciaio i pesi specifici valgono:

$\gamma_{cls} =$	24.00 kN/m ³
$\gamma_{cls,armato} =$	25.00 kN/m ³
$\gamma_{acciaio} =$	78.50 kN/m ³
$\gamma_{terreno} =$	19.50 kN/m ³

6.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti portati sono i seguenti:

CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO

SOLETTA DI FONDAZIONE

<i>Massetto di posa</i>	$21 \times 0.065 = 1.40$ kN/m ²
<i>Pavimento in gres porcellanato</i>	0.40 kN/m ²
<i>Peso impianti</i>	10.00 kN/m ²
<i>Incidenza tramezze ($G_1 \leq 1.00$ kN/m)</i>	0.40 kN/m ²
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	<hr/> 12.20 kN/m ²

GRIGLIATO IMPIANTI

<i>Peso impianti</i>	10.00 kN/m ²
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	<hr/> 10.00 kN/m ²

COPERTURA

<i>Massetto alleggerito</i>	$6.50 \times 0.065 = 0.45$ kN/m ²
<i>Cappa armata</i>	$25 \times 0.04 = 1.00$ kN/m ²
<i>Piastrelle</i>	0.30 kN/m ²
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	<hr/> 1.75 kN/m ²

POSTO DI GUARDIA

SOLETTA DI FONDAZIONE

<i>Massetto alleggerito</i>	$6.00 \times 0.01 = 0.60$ kN/m ²
<i>Massetto di posa</i>	$21.00 \times 0.06 = 1.26$ kN/m ²
<i>Pavimentazione</i>	0.24 kN/m ²
<i>Incidenza tramezze ($G_1 \leq 1.00$ kN/m)</i>	0.40 kN/m ²
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	<hr/> 2.50 kN/m ²

COPERTURA

<i>Massetto alleggerito</i>	$6.50 \times 0.05 = 0.30 \text{ kN/m}^2$
<i>Cappa armata</i>	$25 \times 0.04 = 1.00 \text{ kN/m}^2$
<i>Piastrelle</i>	0.30 kN/m^2
<i>Controsoffitti e impianti appesi</i>	0.40 kN/m^2
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	2.00 kN/m^2

COPERTURA FRANGISOLE

<i>Lamelle in alluminio</i>	0.20 kN/m^2
<i>Totale Sovraccarichi Permanenti</i>	0.20 kN/m^2

6.3 CARICHI ACCIDENTALI

I carichi accidentali sono prescritti dalla normativa vigente e correlati alla destinazione d'uso dei locali. I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati nella tabella 3.1.II del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Per gli edifici in oggetto si considerano:

CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO

Cat. H1 – Manutenzione copertura 0.50 kN/m²

POSTO DI GUARDIA

Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico 2.00 kN/m²

Cat. H1 – Manutenzione copertura 0.50 kN/m²

6.4 CARICHI METEORICI

6.4.1 Neve

3.4 AZIONI DELLA NEVE - NTC 2008

3.4.1 - Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione (3.3.7):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 0.6 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.7)$$

$\mu_i = 0.80$ (valore massimo)
 $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$
 $C_E = 1$
 $C_t = 1$ (par. 3.4.4)

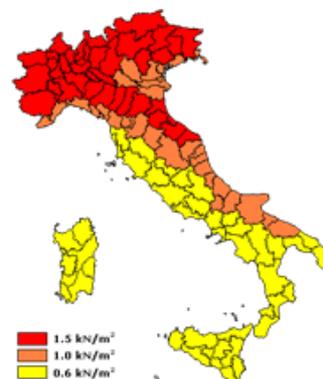
3.4.2 - Valore caratteristico

Provincia:

Zona III

$a_s = 5 \text{ m}$ altitudine sul livello del mare del sito

$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$



3.4.3 - Coefficiente di esposizione

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5.1 - Coefficiente di forma per le coperture

Coperture a una falda

3.4.5.2 - Copertura ad una falda

$\alpha = 5^\circ$

parapetto, barriera o altra costruzione all'estremità

$\mu_1 = 0.80$

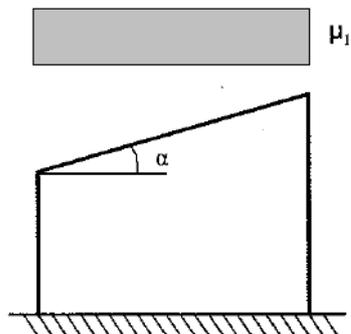


Figura 3.4.2 -- Condizioni di carico per coperture ad una falda

6.4.2 Vento

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2008

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **4**
 $a_s = 5$ m altitudine sul livello del mare del sito
 $T_R = 50$ anni
 $a_0 = 500$ m
 $v_{b0} = 28$ m/s
 $k_a = 0.020$ 1/s

$v_b = 28.00$ m/s



Figura 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 4
 $a_s = 5$ m

$z = 4$ m (altezza dell'edificio considerato)

Distanza dalla costa: **1** km Struttura Off-shore

Classe di rugosità: D: aree prive di ostacoli

Categoria di esposizione: II

$k_r = 0.19$
 $z_0 = 0.05$ m
 $z_{min} = 4.00$ m

$c_t = 1$

C 3.3.10 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$c_p = + 0.80$ (elementi sopravento)
 $c_p = - 0.40$ (elementi sottovento)

C 3.3.10.1 - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$\alpha = 90^\circ$

$c_p = + 0.80$
 $c_p = - 0.40$

Pressione esterna:

elementi sopravento: $c_{pe} = + 0.80$
 elementi sottovento: $c_{pe} = - 0.40$

Pressione interna: Considera perfettamente sigillato

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti 12

ampiezza dell'intervallo 0,5 m

$q_b = 490.00 \text{ N/m}^2$ pressione cinetica di riferimento
 $c_p = + 0.80$ (sopravento) coefficiente di forma (o aerodinamico)
 $c_p = - 0.40$ (sottovento)
 $c_d = 1$ coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. II	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]
0.50	1.80	705.81	-352.91
1.00	1.80	705.81	-352.91
1.50	1.80	705.81	-352.91
2.00	1.80	705.81	-352.91
2.50	1.80	705.81	-352.91
3.00	1.80	705.81	-352.91
3.50	1.80	705.81	-352.91
4.00	1.80	705.81	-352.91
4.50	1.87	732.28	-366.14
5.00	1.93	756.29	-378.15
5.50	1.99	778.29	-389.14
6.00	2.04	798.59	-399.29

6.4.3 Vento verticale – Frangisole Guardiania

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2008

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **4**
 $a_s =$ **5** m altitudine sul livello del mare del sito
 $T_R =$ **50** anni
 $a_0 =$ 500 m
 $v_{b0} =$ 28 m/s
 $k_a =$ 0.020 1/s

$v_b =$ **28.00** m/s



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 4
 $a_s =$ 5 m
 $z =$ **4** m (altezza dell'edificio considerato)
 Distanza dalla costa: **1** km Struttura Off-shore
 Classe di rugosità: **D: aree prive di ostacoli**

Categoria di esposizione: **II**

$k_r =$ 0.19
 $z_0 =$ 0.05 m
 $z_{min} =$ 4.00 m

$C_t =$ **1**

C 3.3.10 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento: **Tettoie e pensiline isolate**

$c_p =$ + 1.22 (elementi sopravento)
 $c_p =$ - 1.22 (elementi sottovento)

C 3.3.10.3 - Tettoie e pensiline isolate

$\alpha =$ **1** ° inclinazione sull'orizzontale (0° = orizzontale, 90° = verticale)
 $n =$ **1** numero degli spioventi (1 o 2)

$z =$ **5.00** m altezza sul suolo
 $L =$ **5.00** m dimensione massima in pianta

$c_p =$ + 1.22 (sopravento)
 $c_p =$ - 1.22 (sottovento)

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti

ampiezza dell'intervallo m

$q_b = 490.00 \text{ N/m}^2$ pressione cinetica di riferimento

$c_p = + 1.22$ (sopravento) coefficiente di forma (o aerodinamico)

$c_p = - 1.22$ (sottovento)

$c_d = 1$ coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. II	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]
0.50	1.80	1077.19	-1077.19
1.00	1.80	1077.19	-1077.19
1.50	1.80	1077.19	-1077.19
2.00	1.80	1077.19	-1077.19
2.50	1.80	1077.19	-1077.19
3.00	1.80	1077.19	-1077.19
3.50	1.80	1077.19	-1077.19
4.00	1.80	1077.19	-1077.19
4.50	1.87	1117.59	-1117.59
5.00	1.93	1154.24	-1154.24
5.50	1.99	1187.80	-1187.80

6.4.4 Vento - Torri faro

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2008

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **4**

$a_s = 5 \text{ m}$ altitudine sul livello del mare del sito

$T_R = 50$ anni

$a_0 = 500 \text{ m}$

$v_{b0} = 28 \text{ m/s}$

$k_a = 0.020 \text{ 1/s}$

$v_b = 28.00 \text{ m/s}$



Figura 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 4
 $a_s = 5$ m
 $z = 30$ m (altezza dell'edificio considerato)
 Distanza dalla costa: 5 km Struttura Off-shore
 Classe di rugosità: D: aree prive di ostacoli

Categoria di esposizione: II

$k_r = 0.19$
 $z_0 = 0.05$ m
 $z_{min} = 4.00$ m

$c_t = 1$

C 3.3.10 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento: Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata (triangolare)

$c_p = + 2.40$ (elementi sopravento)
 $c_p = --$ (elementi sottovento)

C 3.3.10.5 - Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata

- Torri con elementi tubolari a sezione circolare
 Torri con elementi a sezione diversa dalla circolare

$c_p = 2.40$ da valutare in riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti 3

ampiezza dell'intervallo 10 m

$q_b = 490.00$ N/m² pressione cinetica di riferimento
 $c_p = + 2.40$ (sopravento) coefficiente di forma (o aerodinamico)
 $c_p = --$ (sottovento)
 $c_d = 1$ coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. II	+p(z) [N/m ²]
10.00	2.35	2766.29
20.00	2.81	3304.50
30.00	3.09	3638.24

6.5 SISMA

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa:

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La definizione della pericolosità del sito di progetto è stata condotta con riferimento alle seguenti coordinate geografiche relative alla zona portuale di Tremestieri:

Latitudine: *38°13'54.7"*
Longitudine: *15°52'31.5"*

Il terreno è classificato in categoria C secondo D.M. 14.01.2008.

I parametri sismici per i periodi T_R associati a ciascun Stato Limite risultano pari a:

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	45	0,080	2,319	0,288
Danno (SLD)	75	0,105	2,298	0,308
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,305	2,434	0,373
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,406	2,470	0,406
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.01.2008;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si riassumono i parametri di progetto:

- | | |
|--------------------------|---|
| - Classe d'uso | Classe III |
| - Tipo di costruzione | 2 |
| - Vita nominale | $V_N = 50$ anni |
| - Periodo di riferimento | $V_R = 75$ anni |
| - Categoria del terreno | C (terreni a grana grossa mediamente addensati/
terreni a grana fina mediamente consistenti) |
| - Categoria Topografica | T1 |

Per le strutture in calcestruzzo viene applicato un fattore di struttura superiore all'unità, valutato secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008:

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tutte le strutture oggetto del seguente documento e presentate di seguito sono sistemi a telaio, come riportato nel D.M. 14.01.2008:

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

Le strutture in c.a. cui il fattore di struttura considerato si è diverso dall'unità vengono dimensionate applicando la gerarchia delle resistenze:

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza l_p è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

Strutture intelaiate

Collegamenti tipo a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona critica, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze di cui al § 7.4.4. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ per strutture in CD "B", un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD "A".

6.5.1 Guardiania

Si considera una struttura a telaio di un singolo piano, regolare in altezza ed in pianta, con fattore di strutture q_0 pari a:

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w/α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- | | |
|--|---------------------------|
| - strutture a telaio di un piano | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$ |

Pertanto si ricava:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot (\alpha_w/\alpha_1) \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 1 = 3,3$$

Di seguito si riporta l'andamento degli spettri: l'analisi sismica viene condotta assumendo lo spettro locale.

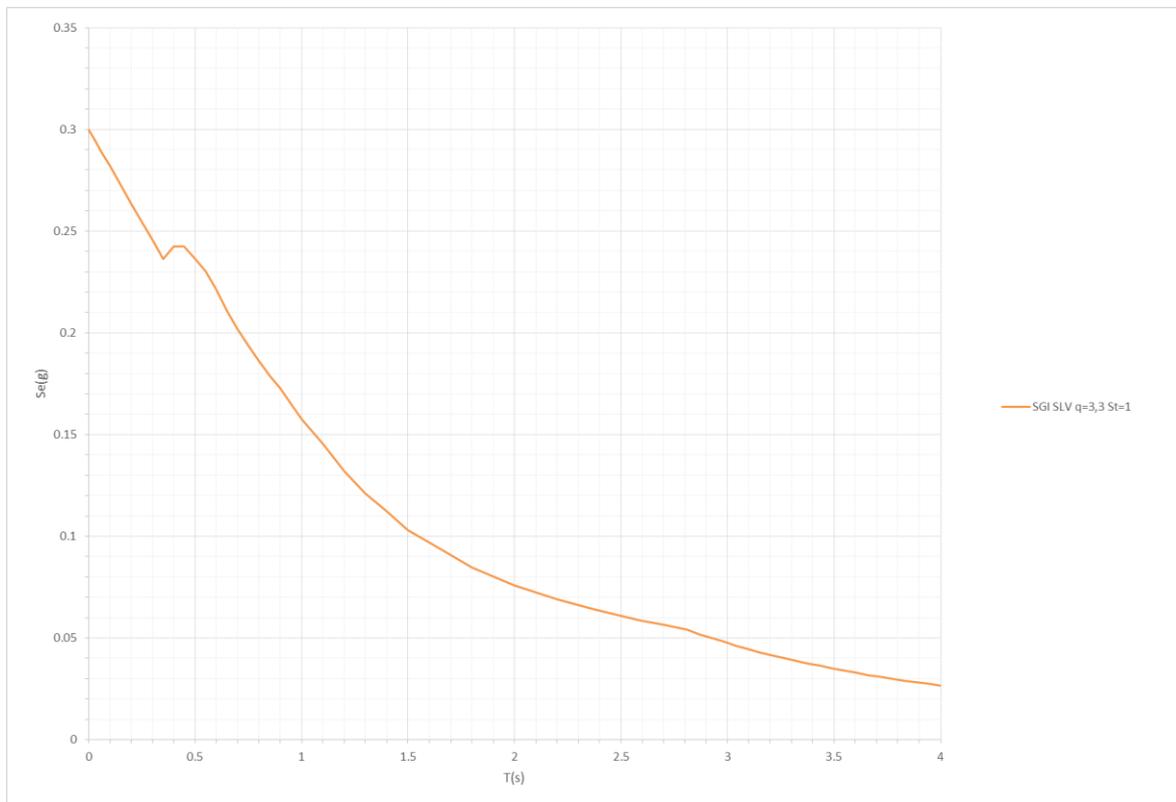


Figura 9 – Guardiania – Spettro locale SLV ($q = 3.3$)

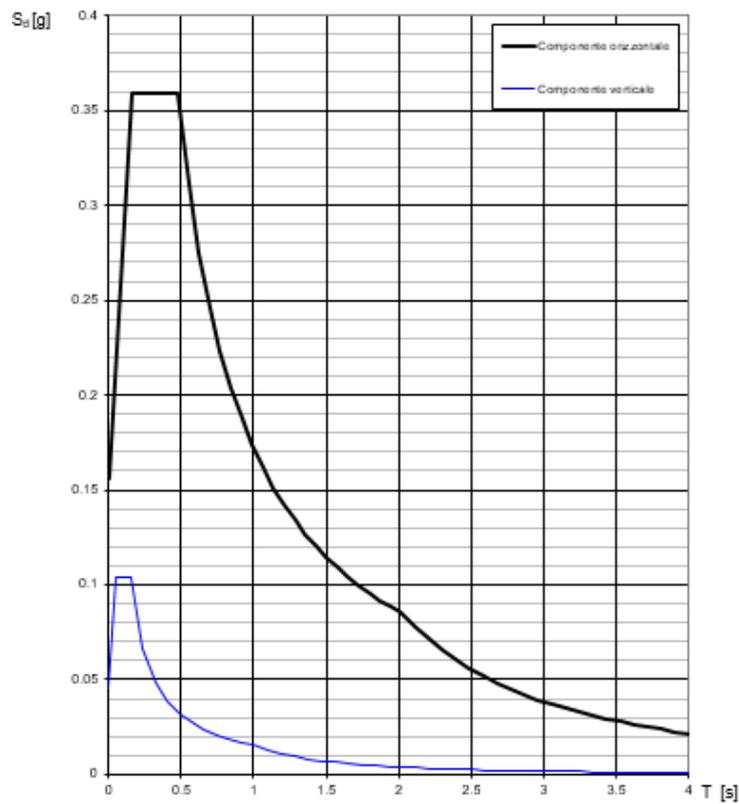


Figura 10 – Guardiaonia – Spettro SLD

Per quanto concerne la struttura in acciaio del frangisole, questa viene dimensionata considerando un fattore di struttura unitario, pari a $q=1$. Di seguito viene riportato l'andamento degli spettri: l'analisi sismica viene condotta assumendo lo spettro locale.

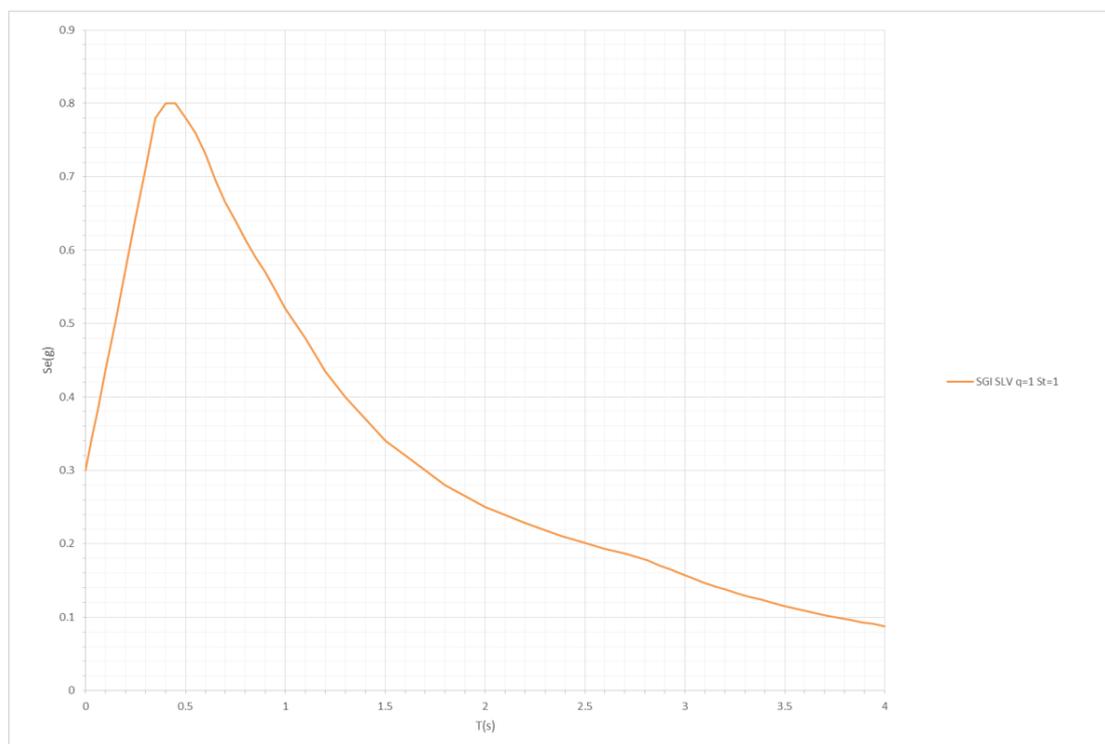


Figura 11 – Guardiaonia (frangisole) – Spettro locale SLV ($q = 1$)

6.5.2 Cabina Enel

La cabina Enel è una struttura a telaio regolare in altezza ed irregolare in pianta, pertanto il fattore di struttura q_0 risulta pari a:

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_w/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w/α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$

Pertanto si ricava:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot (\alpha_w/\alpha_1) \cdot K_R = 3,0 \cdot 1 \cdot 1 = 3$$

Di seguito si riporta l'andamento degli spettri: l'analisi sismica viene condotta assumendo lo spettro locale.

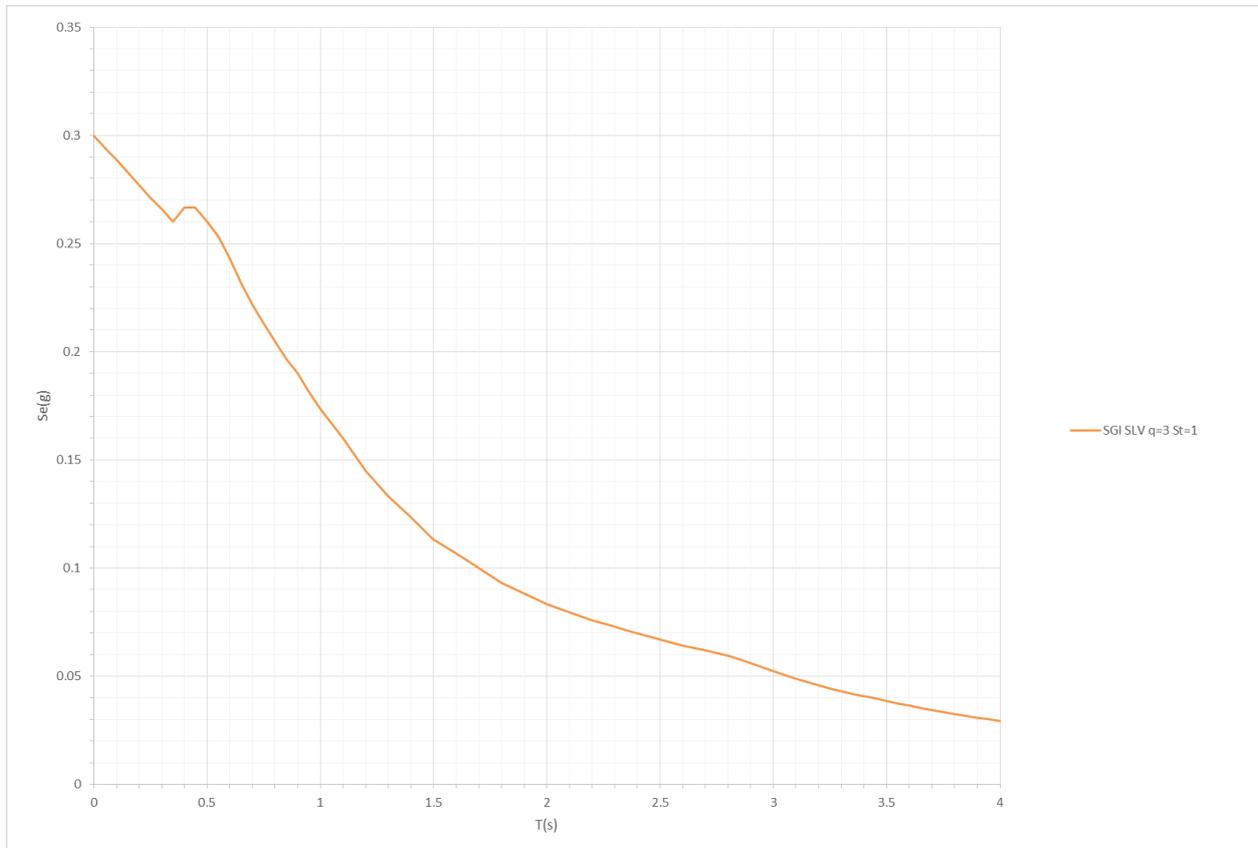


Figura 12 – Cabina Enel – Spettro locale SLV (q = 3)

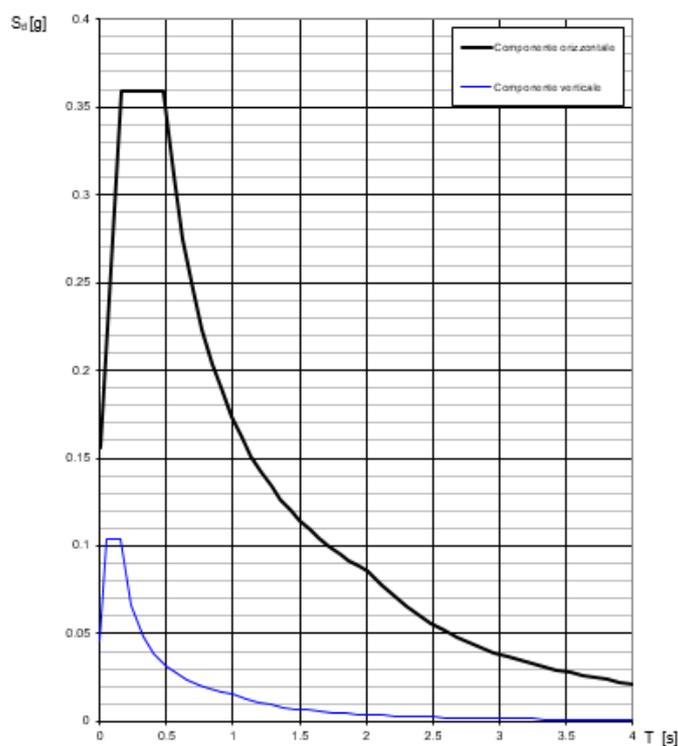


Figura 13 – Cabina Enel – Spettro SLD

6.5.3 Tettoia impianti speciali

Si considera una struttura a telaio monopiano, regolare in altezza ed in pianta, con fattore di strutture q unitario, ossia $q=1$. Di seguito viene riportato l'andamento degli spettri: l'analisi sismica viene condotta assumendo lo spettro locale.

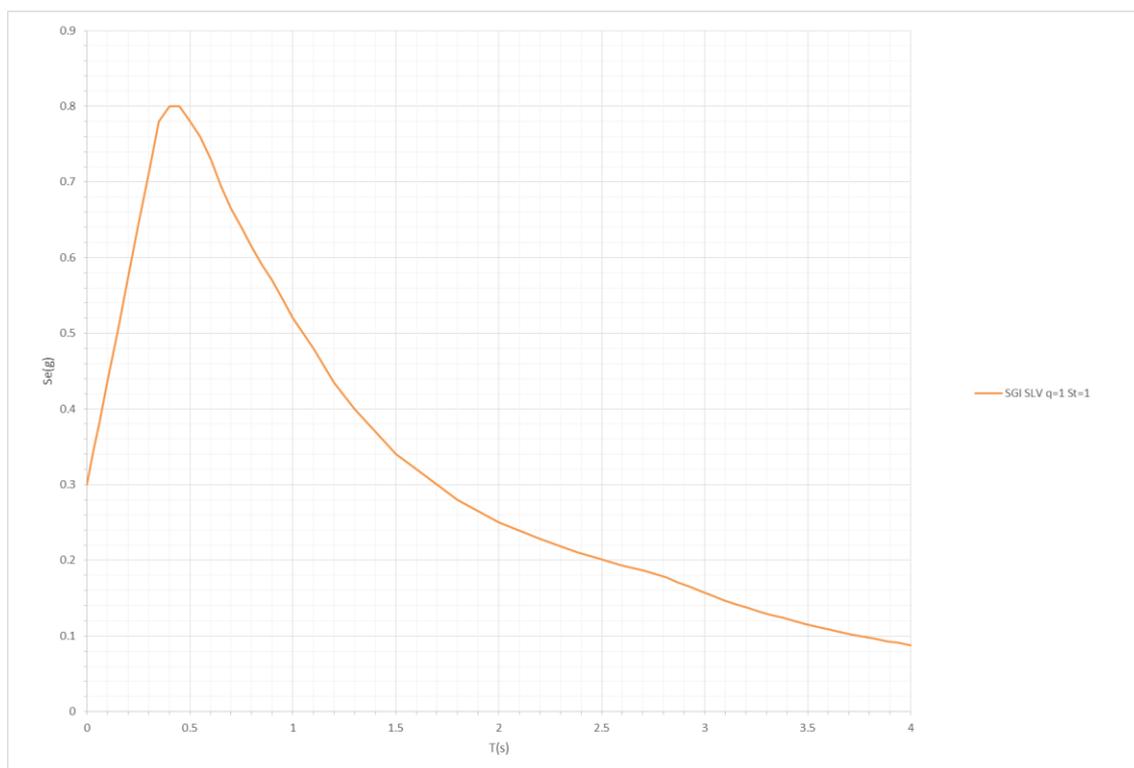


Figura 14 – Tettoia impianti speciali – Spettro locale SLV ($q = 1$)

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite di Danno (SLD).

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1,3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_p = 1$	
$\gamma_q = 1,5$	(0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0,5$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{0i} = 1,0$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{0i} = 0$	per coperture accessibili per la sola manutenzione
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{0i} = 0,5$	per carico neve
$\psi_{1i} = 0,7$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{1i} = 0,9$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{1i} = 0$	per coperture accessibili per la sola manutenzione
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento e neve
$\psi_{2i} = 0,3$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{2i} = 0,8$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{2i} = 0$	per vento, neve e per coperture accessibili per la sola manutenzione

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni caratteristiche}$$
$$F_d = G_k + P_k + \left[\psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$
$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

con il seguente significato dei simboli:

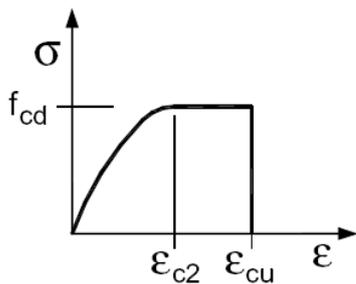
G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\psi_{0i} = 0,5$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{0i} = 1,0$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{0i} = 0$	per coperture accessibili per la sola manutenzione
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{0i} = 0,5$	per carico neve
$\psi_{1i} = 0,7$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{1i} = 0,9$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{1i} = 0$	per coperture accessibili per la sola manutenzione
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento e neve
$\psi_{2i} = 0,3$	per uffici non aperti al pubblico
$\psi_{2i} = 0,8$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{2i} = 0$	per vento, neve e per coperture accessibili per la sola manutenzione

8 VERIFICHE STRUTTURALI

8.1 SLU - FLESSIONE

Per le verifiche a flessione si fanno le seguenti ipotesi:

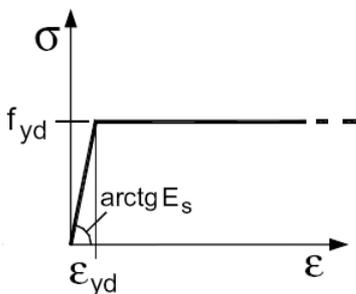
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
6. legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cu} = 1,00\%$$

8.2 SLU - TAGLIO

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante V_{Ed} sia maggiore del taglio V_{Rd} , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio V_{Rsd} offerto dalle armature ed il taglio V_{Rcd} offerto dal calcestruzzo. V_{Rsd} e V_{Rcd} valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;		
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;		
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);		
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\operatorname{ctg}\theta_1 \leq \operatorname{ctg}\theta) \tag{4.1.21}$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\operatorname{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

9.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine, qualora pertinenti.

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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite qualora pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M1+R2)
- Approccio 2:
 - Combinazione: (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I DM 14/01/2008).

9.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

10 PROGETTAZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3 del D.M. 14/01/2008, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (D.M. 14/01/2008), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1 (D.M. 14/01/2008).

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le analisi statiche.

10.1 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

10.1.1 Risposta sismica locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

10.1.2 Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{\max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{\max} può essere ricavato dalla relazione $a_{\max} = S_S \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

10.1.3 Amplificazione topografica

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Il parametro S_T deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°.

10.2 FONDAZIONI

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

- la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii
- la valutazione della risposta sismica locale del sito

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un $\gamma_{R,d}$ pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

Collegamenti orizzontali tra fondazioni:

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$$\pm 0.3 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo B})$$

$$\pm 0.4 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo C})$$

$$\pm 0.6 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo D})$$

dove

- $N_{s,d}$: valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati;
- a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = a_g \cdot S$$

dove:

- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T)
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

10.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali 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.

Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi considerati per le analisi statiche.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1 del D.M. 14/01/2008.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI. del D.M. 14/01/2008. Nelle

verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

10.2.2 Fondazioni superficiali

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$. Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

11 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- Midas Gen 2017 sviluppato da MIDAS Information Technology e distribuito in Italia da CSPFea, via Zuccherificio 5/D, 35042 Este, Padova. Questo software agli elementi finiti è usato per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica strutturale degli elementi portanti.
- SismiCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software agli elementi finiti è usato per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica strutturale degli elementi portanti.
- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato
- VCaSLU del professor Pietro Gelfi per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato. (Usato in alternativa al PresFLE+)
- Profili_V6 versione 7.6 del professor Pietro Gelfi per la verifica degli elementi in acciaio (usato in alternativa ai software Midas Gen e SismiCAD).

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi della struttura, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

12 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA STRUTTURALE OPERE CIVILI

12.1 CABINA ENEL E GRUPPO DI POMPAGGIO

Nei paragrafi seguenti verranno riportati i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi strutturali costituenti il fabbricato e le verifiche di sicurezza e di esercizio in ottemperanza alla normativa vigente. Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM impiegato:

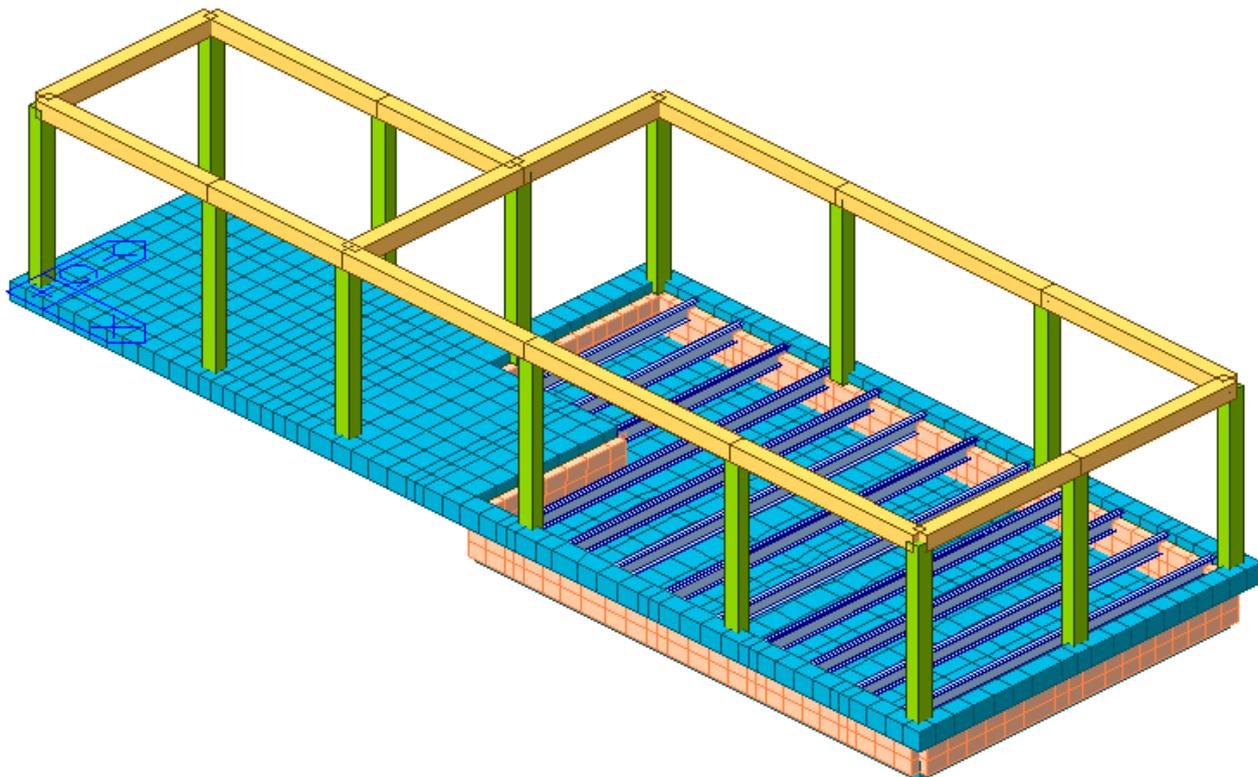


Figura 15 – Modello FEM Cabina Enel e Gruppo di Pompaggio

12.1.1 Analisi lineare dinamica e modi di vibrare

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto previsto nel paragrafo §3.2.4 - D.M. 14/01/2008:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.3.3.1 - NTC08 si esegue un'analisi lineare dinamica, che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta del progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Di seguito sono fornite le figure dei due modi di vibrare per i quali la massa partecipante è massima rispettivamente in direzione X e Y.

```

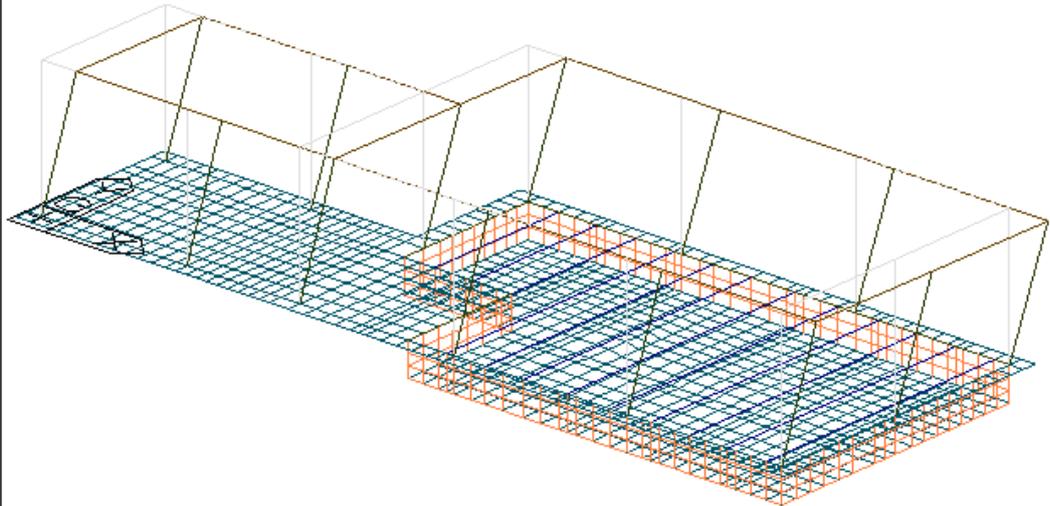
midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
4.060381

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.246282

MPM(%)
DX= 80.864400
DY= 0.138557
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
RY= 0.000013
RZ= 0.669075

Mode 2
MAX : 22
MIN : 1
FILE: 1044_I_Cab~
UNIT: kN.m
    
```



Direzione X – Modo 2

```

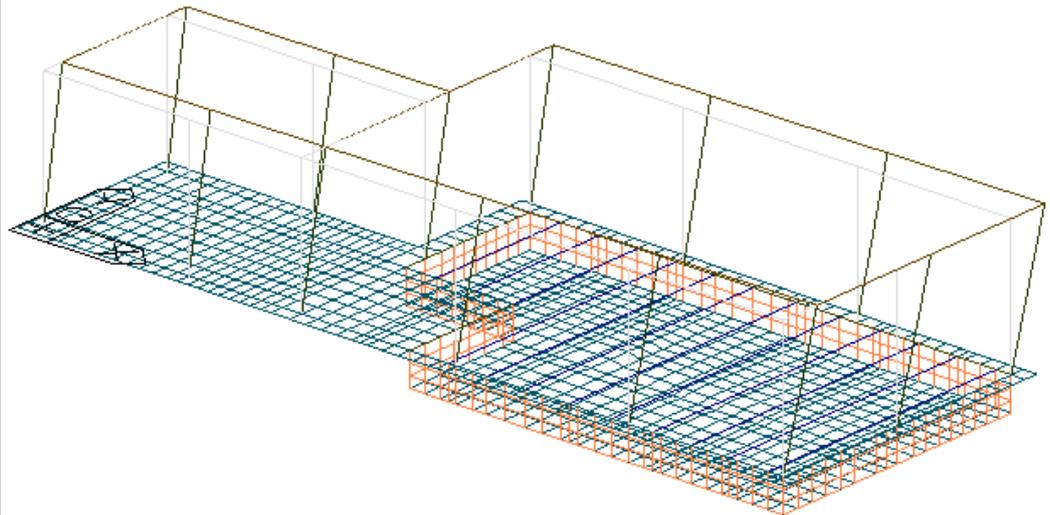
midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.552063

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.281527

MPM(%)
DX= 0.039959
DY= 79.134043
DZ= 0.000000
RX= 0.000024
RY= 0.000000
RZ= 1.001693

Mode 1
MAX : 20
MIN : 1
FILE: 1044_I_Cab~
UNIT: kN,m
    
```



Direzione Y – Modo 1

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante raggiunta (in rosso il modo relativo alla direzione X e in verde quello relativo alla direzione Y):

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	22.3183	3.5521	0.2815	0.0000e+000		
2	25.5121	4.0604	0.2463	0.0000e+000		
3	28.5037	4.5365	0.2204	0.0000e+000		
4	709.3753	112.9006	0.0089	0.0000e+000		
5	734.9047	116.9637	0.0085	0.0000e+000		
6	768.3048	122.2795	0.0082	0.0000e+000		

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
 INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO ESECUTIVO

7	768.4441	122.3017	0.0082	0.0000e+000								
8	771.2766	122.7525	0.0081	0.0000e+000								
9	771.5936	122.8029	0.0081	0.0000e+000								
10	806.0476	128.2865	0.0078	0.0000e+000								
11	808.5259	128.6809	0.0078	0.0000e+000								
12	809.9147	128.9019	0.0078	0.0000e+000								
13	810.6561	129.0199	0.0078	0.0000e+000								
14	823.2059	131.0173	0.0076	0.0000e+000								
15	837.6791	133.3208	0.0075	0.0000e+000								
16	841.9798	134.0052	0.0075	0.0000e+000								
17	842.8347	134.1413	0.0075	0.0000e+000								
18	6388.6976	1016.7928	0.0010	1.0391e-087								
19	6553.6742	1043.0496	0.0010	1.2981e-069								
20	6606.6821	1051.4861	0.0010	1.8126e-061								
21	6620.9017	1053.7492	0.0009	1.0651e-058								
22	6646.3641	1057.8017	0.0009	1.9954e-053								
23	6661.3598	1060.1883	0.0009	3.9731e-050								
24	6672.3785	1061.9420	0.0009	2.4239e-047								
25	6678.6936	1062.9471	0.0009	9.9296e-045								
26	6681.0338	1063.3195	0.0009	1.0700e-042								
27	6682.4811	1063.5499	0.0009	6.5605e-040								
28	6682.6081	1063.5701	0.0009	8.2415e-041								
29	6682.9878	1063.6305	0.0009	5.5383e-041								
30	6687.1201	1064.2882	0.0009	3.5528e-043								
31	6695.4915	1065.6206	0.0009	3.9576e-043								
32	6698.6392	1066.1215	0.0009	5.2804e-043								
33	6701.9247	1066.6444	0.0009	1.3424e-043								
34	6703.6853	1066.9247	0.0009	1.0005e-042								
35	6713.8688	1068.5454	0.0009	1.6232e-044								
36	6717.1230	1069.0633	0.0009	3.4324e-044								
37	6721.8133	1069.8098	0.0009	2.2218e-045								
38	6757.2390	1075.4480	0.0009	4.2307e-046								
39	6769.3002	1077.3676	0.0009	4.7902e-047								
40	6779.3539	1078.9677	0.0009	6.7148e-046								

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)										
1	0.0400	0.0400	79.1340	79.1340	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0017	1.0017
2	80.8644	80.9044	0.1386	79.2726	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6691	1.6708
3	0.9526	81.8570	2.5843	81.8569	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	83.8547	85.5255
4	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	5.2131	5.2131	4.5244	4.5244	2.6900	2.6900	0.0000	85.5255
5	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	3.7474	8.9605	0.3320	4.8564	1.9818	4.6718	0.0000	85.5255
6	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	8.2753	17.2358	9.1328	13.9892	0.9315	5.6034	0.0000	85.5255
7	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	6.2324	23.4682	8.0261	22.0153	0.9408	6.5441	0.0000	85.5255
8	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	0.0000	23.4682	0.0002	22.0155	1.2997	7.8438	0.0000	85.5255
9	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	0.0046	23.4728	0.0033	22.0188	0.8248	8.6686	0.0000	85.5255
10	0.0000	81.8570	0.0000	81.8569	7.2309	30.7037	1.1995	23.2183	23.8465	32.5151	0.0000	85.5255
11	0.0000	81.8570	0.0000	81.8570	0.0000	30.7037	2.5511	25.7694	0.0000	32.5151	0.0001	85.5256
12	0.0000	81.8570	0.0000	81.8570	0.0001	30.7038	7.2479	33.0174	0.0000	32.5152	0.0000	85.5257
13	0.0000	81.8570	0.0000	81.8570	7.2181	37.9219	0.0565	33.0738	13.7237	46.2389	0.0000	85.5257
14	0.0000	81.8570	0.0000	81.8571	2.8615	40.7834	3.9805	37.0543	1.6045	47.8434	0.0000	85.5257
15	0.0000	81.8570	0.0000	81.8571	2.0609	42.8444	0.0149	37.0692	3.8692	51.7126	0.0000	85.5257
16	0.0000	81.8571	0.0000	81.8571	4.1711	47.0154	0.0768	37.1460	5.9508	57.6634	0.0000	85.5257
17	0.0000	81.8571	0.0000	81.8571	0.9590	47.9744	2.5241	39.6701	1.3414	59.0048	0.0000	85.5257
18	0.0001	81.8571	0.0000	81.8571	0.0000	47.9744	0.0000	39.6701	0.0000	59.0048	0.0063	85.5320
19	0.5049	82.3620	0.0286	81.8856	0.0000	47.9744	0.0268	39.6969	0.1326	59.1373	0.0004	85.5324
20	0.0000	82.3620	0.0841	81.9697	0.0000	47.9744	0.0784	39.7753	0.0000	59.1373	0.0142	85.5465
21	0.0006	82.3626	0.0001	81.9698	0.0000	47.9744	0.0001	39.7754	0.0002	59.1375	0.0287	85.5752
22	0.8305	83.1931	0.0158	81.9856	0.0000	47.9744	0.0148	39.7903	0.2186	59.3561	0.0603	85.6355
23	0.0092	83.2023	2.4876	84.4732	0.0000	47.9744	2.3388	42.1291	0.0024	59.3586	0.1183	85.7538
24	0.0155	83.2177	0.5074	84.9806	0.0000	47.9744	0.4782	42.6073	0.0041	59.3626	0.1907	85.9445
25	0.7517	83.9694	0.1196	85.1001	0.0000	47.9744	0.1127	42.7200	0.1979	59.5606	0.3254	86.2700
26	0.7041	84.6735	0.1207	85.2209	0.0000	47.9744	0.1134	42.8334	0.1848	59.7454	0.2460	86.5160
27	0.0102	84.6837	0.3545	85.5754	0.0000	47.9744	0.3341	43.1675	0.0027	59.7481	0.0370	86.5530
28	0.0766	84.7604	1.3935	86.9689	0.0000	47.9744	1.3134	44.4809	0.0202	59.7682	1.8050	88.3580
29	0.0003	84.7606	4.1147	91.0836	0.0000	47.9744	3.8782	48.3591	0.0001	59.7683	0.6730	89.0310
30	1.7570	86.5176	0.0223	91.1059	0.0000	47.9744	0.0210	48.3801	0.4626	60.2309	0.0232	89.0542

31	0.0209	86.5385	0.1907	91.2966	0.0000	47.9744	0.1791	48.5592	0.0055	60.2364	0.0199	89.0741
32	0.0530	86.5915	0.6962	91.9928	0.0000	47.9744	0.6544	49.2136	0.0139	60.2503	0.0030	89.0771
33	0.0007	86.5922	0.1111	92.1038	0.0000	47.9744	0.1047	49.3184	0.0002	60.2505	0.2262	89.3032
34	0.0275	86.6198	0.0101	92.1140	0.0000	47.9744	0.0096	49.3279	0.0072	60.2578	0.2094	89.5127
35	0.0046	86.6243	0.1482	92.2621	0.0000	47.9744	0.1396	49.4675	0.0012	60.2590	0.0953	89.6080
36	0.0001	86.6244	0.1638	92.4260	0.0000	47.9744	0.1544	49.6219	0.0000	60.2590	0.1756	89.7836
37	0.0861	86.7105	0.0220	92.4480	0.0000	47.9744	0.0207	49.6425	0.0226	60.2816	0.1706	89.9542
38	0.1137	86.8242	0.0210	92.4689	0.0000	47.9744	0.0198	49.6623	0.0299	60.3116	0.0095	89.9637
39	0.0711	86.8954	0.0835	92.5524	0.0000	47.9744	0.0787	49.7410	0.0187	60.3303	0.0005	89.9642
40	0.1044	86.9998	0.0006	92.5530	0.0000	47.9744	0.0005	49.7415	0.0275	60.3578	0.0632	90.0274

12.1.2 Verifica della platea di fondazione

La platea di fondazione viene calcolata su suolo elastico alla Winkler assumendo una molla pari a $k=1.00 \text{ kg/cm}^3$ e alla luce dei carichi permanenti e accidentali applicati sulla medesima. La progettazione e la verifica delle fondazioni avviene nel rispetto del paragrafo §7.2.5 – D.M. 14.01.2008.

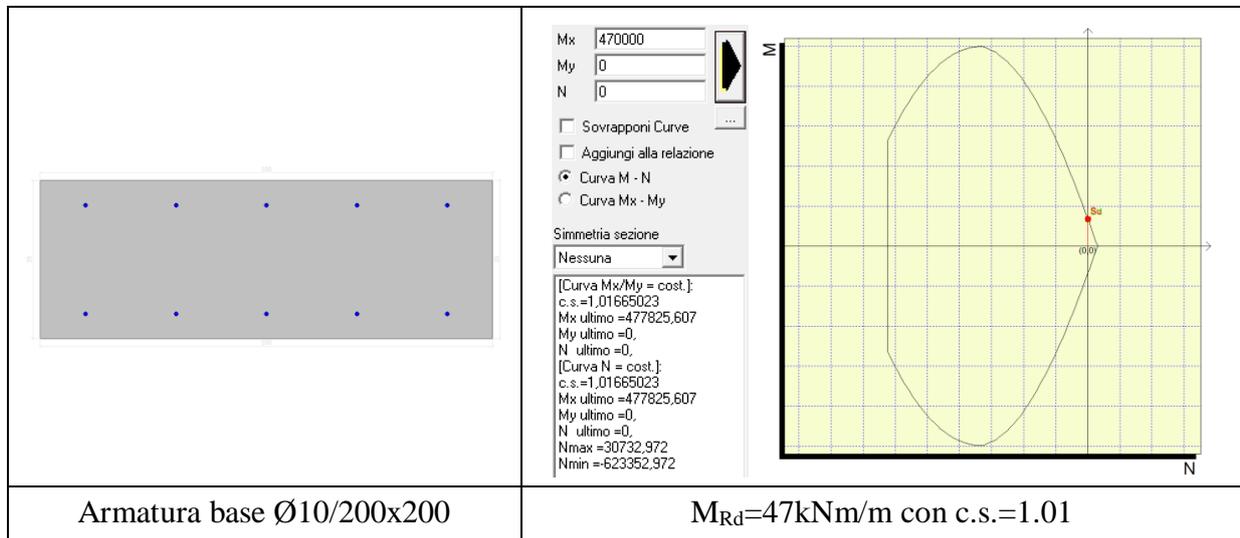
Le verifiche sono state eseguite per mezzo di PresFle®: tutti i risultati sono espressi in daN/cm^2 .

12.1.2.1 Verifica a flessione allo SLU

Il dimensionamento della platea di fondazione di spessore $\neq 350\text{mm}$ ed il relativo calcolo dell'armatura viene condotto agli Stati Limite Ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni.

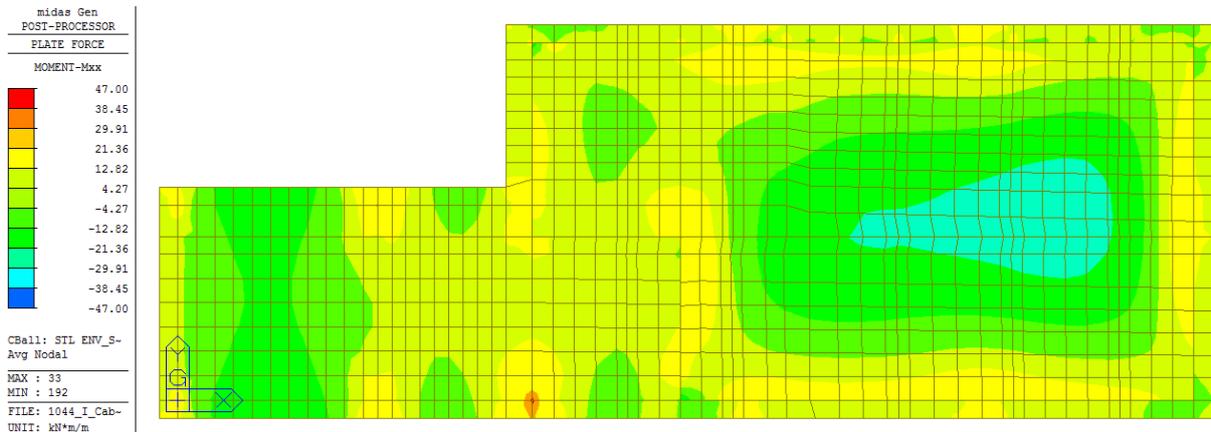
Armatura diffusa Ø10/200x200

La sezione di progetto viene armata con armatura diffusa Ø10/200x200 superiormente e inferiormente, la quale restituisce un momento resistente di $M_{Rd}=47 \text{ kNm/m}$.

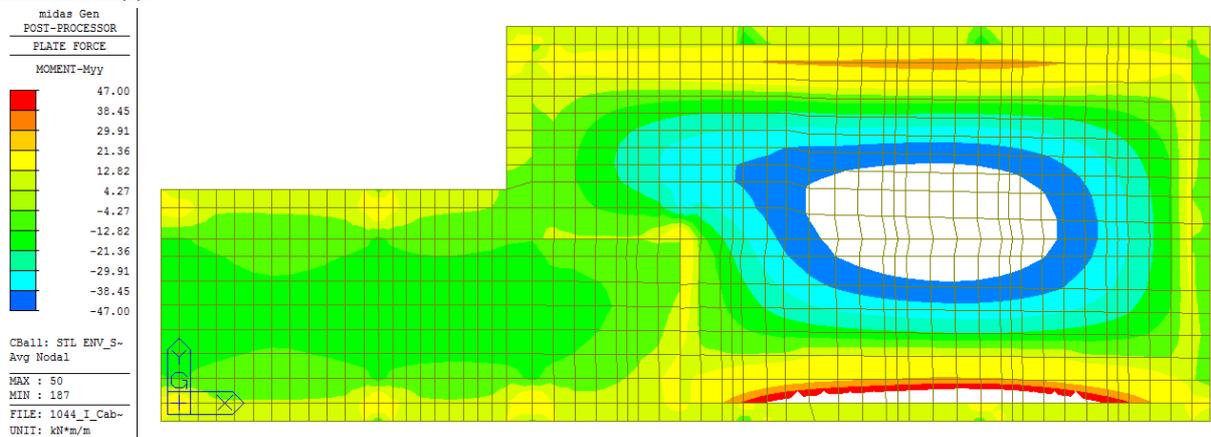


Si pone tale valore nella mappa cromatica sia in corrispondenza delle fibre inferiori che superiormente. Le zone in bianco sono aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente: in tali zone si prevede un infittimento dell'armatura a flessione.

Momento M_{xx}



Momento M_{yy}



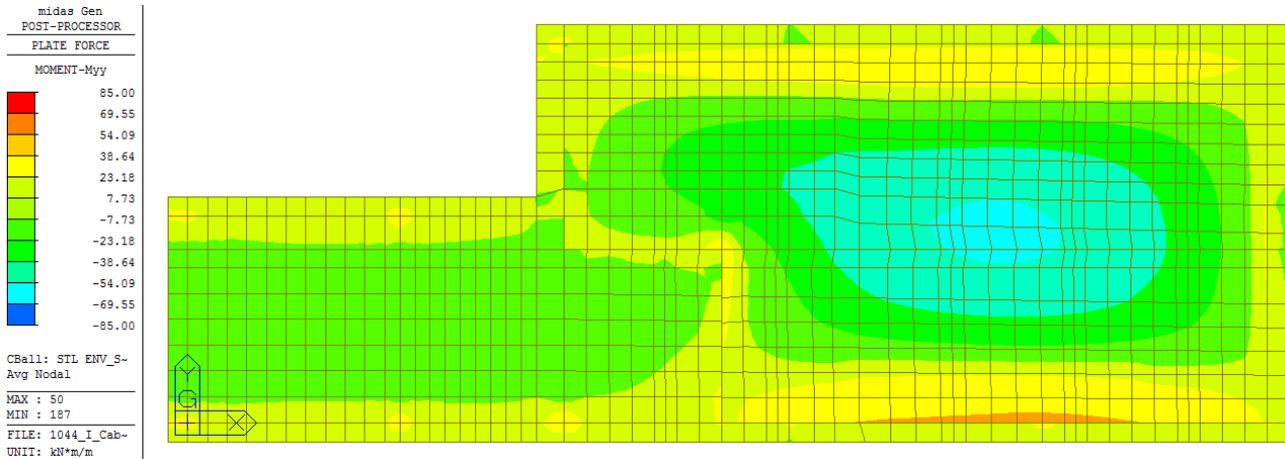
Armatura di infittimento Ø10/200

Le zone in bianco rappresentano aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente valutato con armatura base. In tali zone è previsto un infittimento (superiore nell'area circondata dal contorno blu ed inferiore in quella delimitata da quello rosso) dell'armatura a flessione in direzione YY, inserendo Ø10/200.

	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Mx: 850000 My: 0 N: 0</p> <p><input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My</p> <p>Simmetria sezione Nessuna</p> <p>[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=1,05490679 Mx ultimo =896670,772 My ultimo =0, N ultimo =0, [Curva N = cost.]: c.s.=1,05502 Mx ultimo =896767,003 My ultimo =0, N ultimo =0, Nmax =46099,457 Nmin =-638719,457</p> </div> <div style="width: 50%; text-align: center;"> </div> </div>
<p>Armatura base Ø10/200x200 Armatura infittimento M_{YY} Ø10/200</p>	<p>$M_{Rd}=85kNm/m$ con c.s.=1.05</p>

Si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente della sezione armata $M_{Rd} = 85 \text{ kNm/m}$ agli SLU:

Momento M_{yy}



La verifica è soddisfatta.

12.1.2.2 Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE

La verifica alle tensioni di esercizio della fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quasi permanente e verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 0.60 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

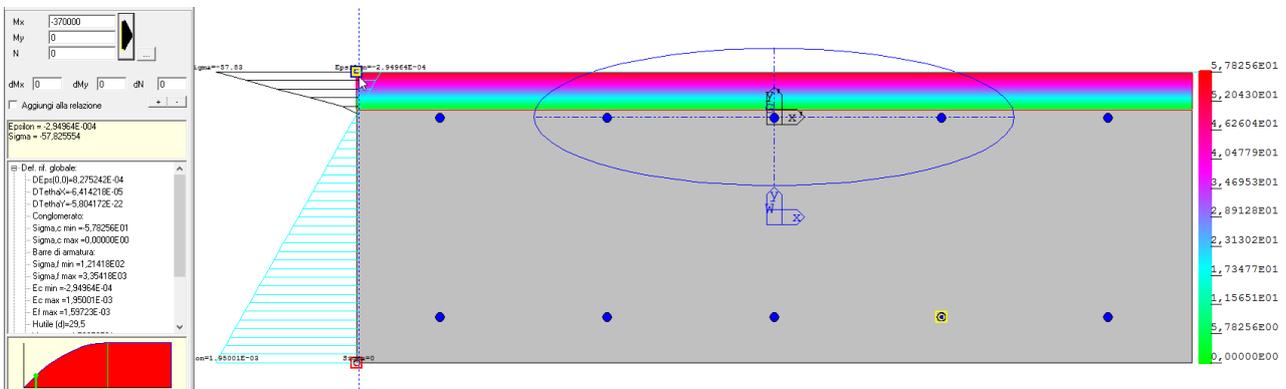
$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

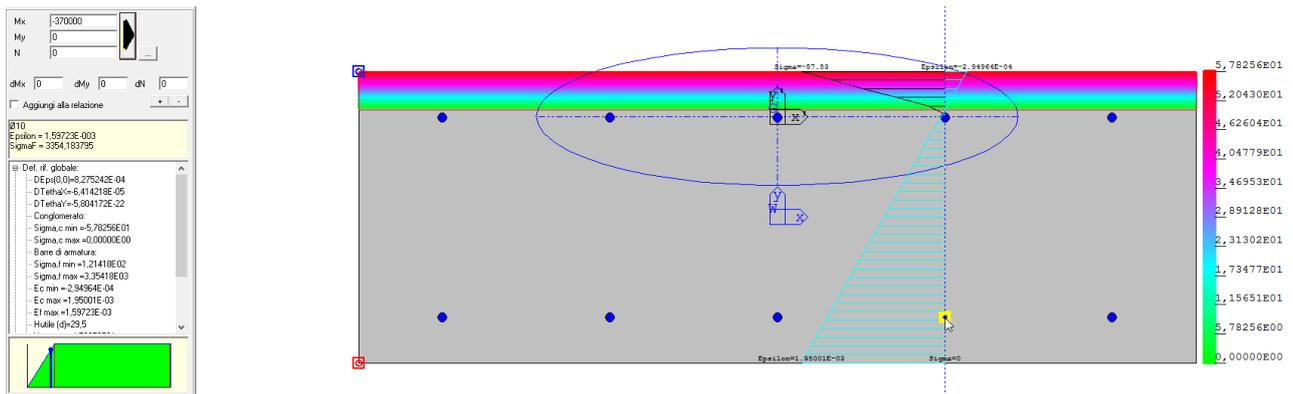
$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Armatura diffusa Ø10/200x200



$\sigma_{c,max} = 5.78 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$

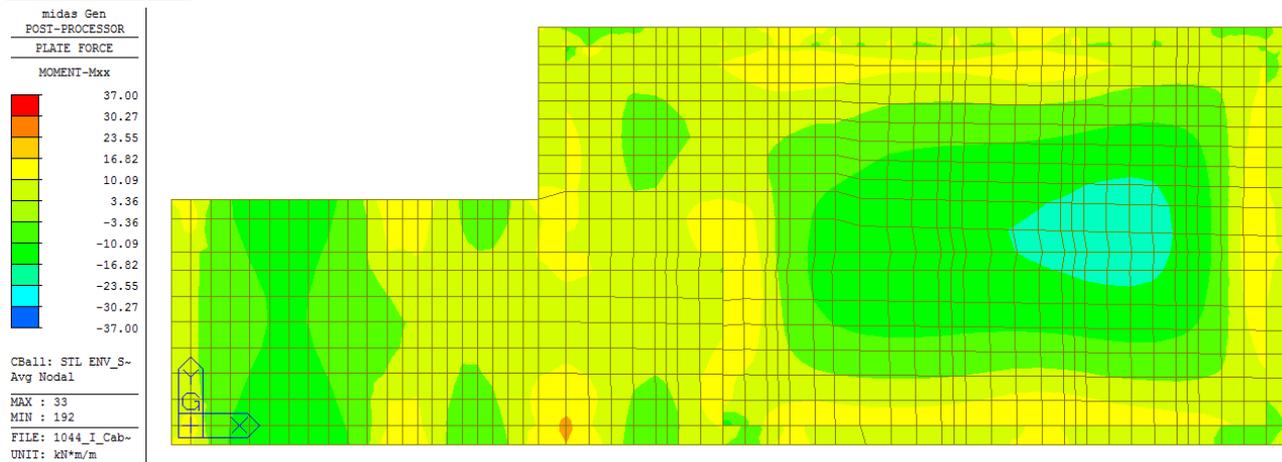
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO



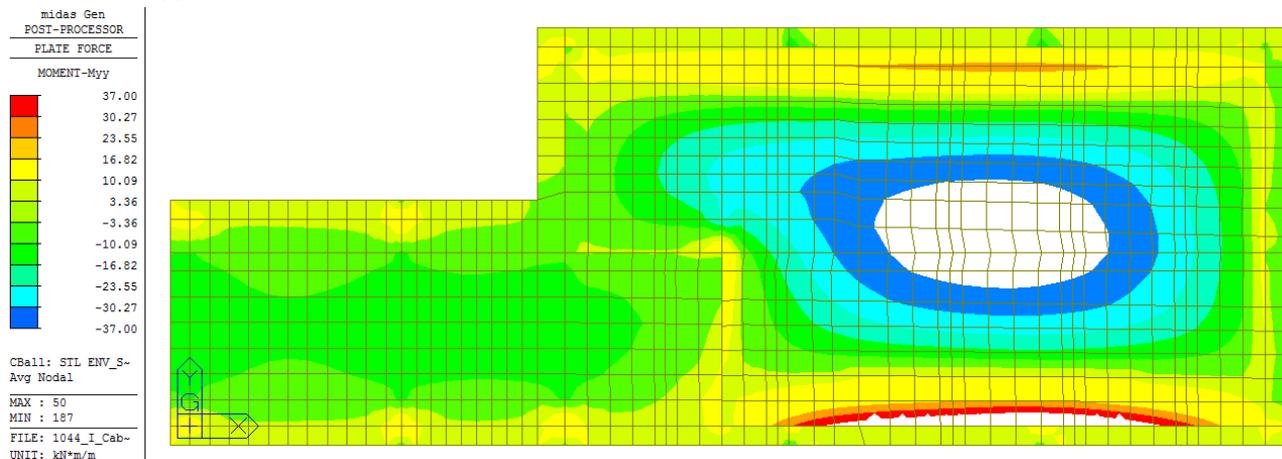
$$\sigma_{s,max} = 335 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 37 \text{ kNm/m}$ in direzione XX e YY agli SLE.

Momento M_{xx}

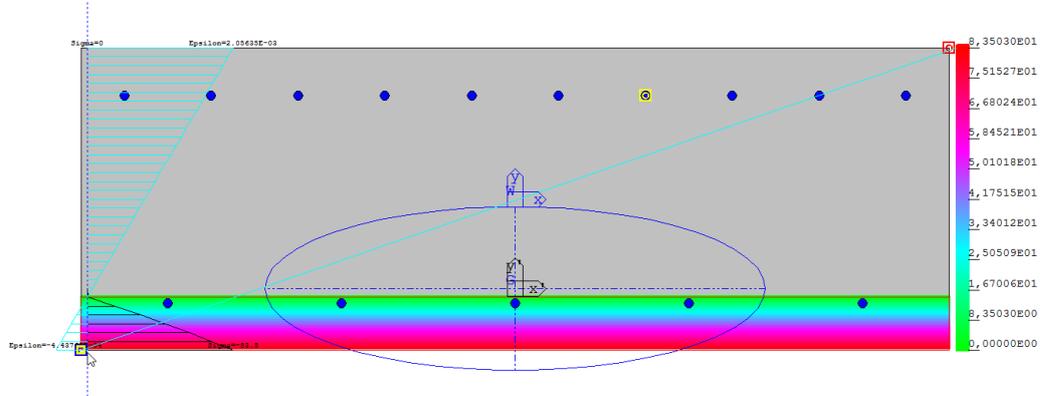
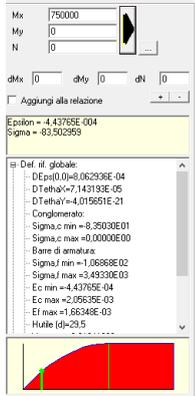


Momento M_{yy}

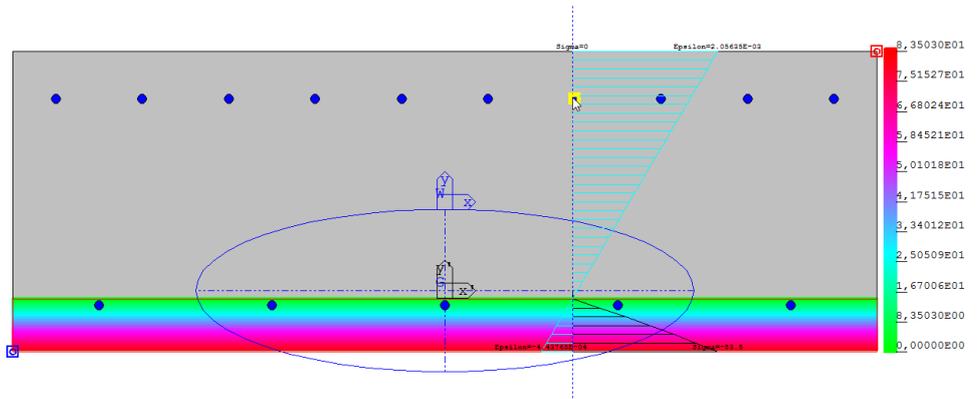
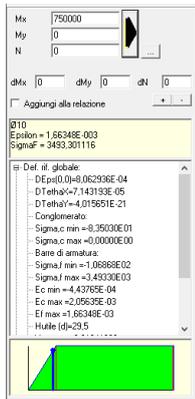


Armatura di infittimento Ø10/200

Le zone in bianco rappresentano aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente valutato con armatura base. In tali zone è previsto si prevede un infittimento, che restituisce:



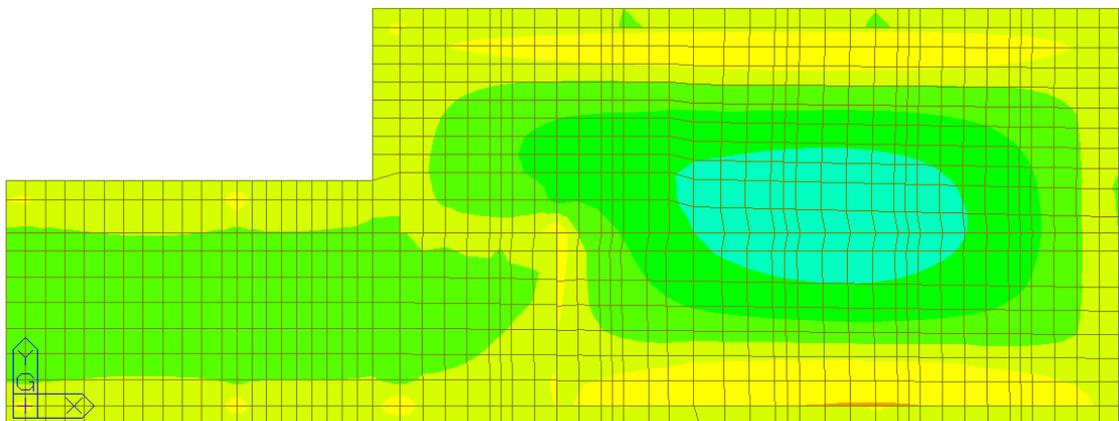
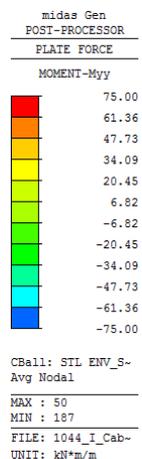
$$\sigma_{c,max} = 8.35 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{s,max} = 349 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 75 \text{ kNm/m}$ in direzione YY agli SLE.

Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

12.1.2.3 Verifica a fessurazione allo SLE

La verifica di fessurazione della platea di fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale molto aggressiva corrispondente alla combinazione quasi permanente e frequente con apertura di fessure di ampiezza massima pari a:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

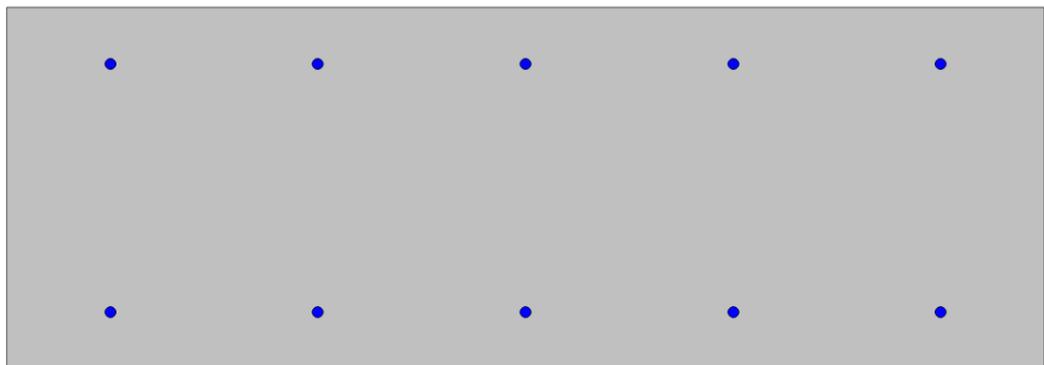
$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

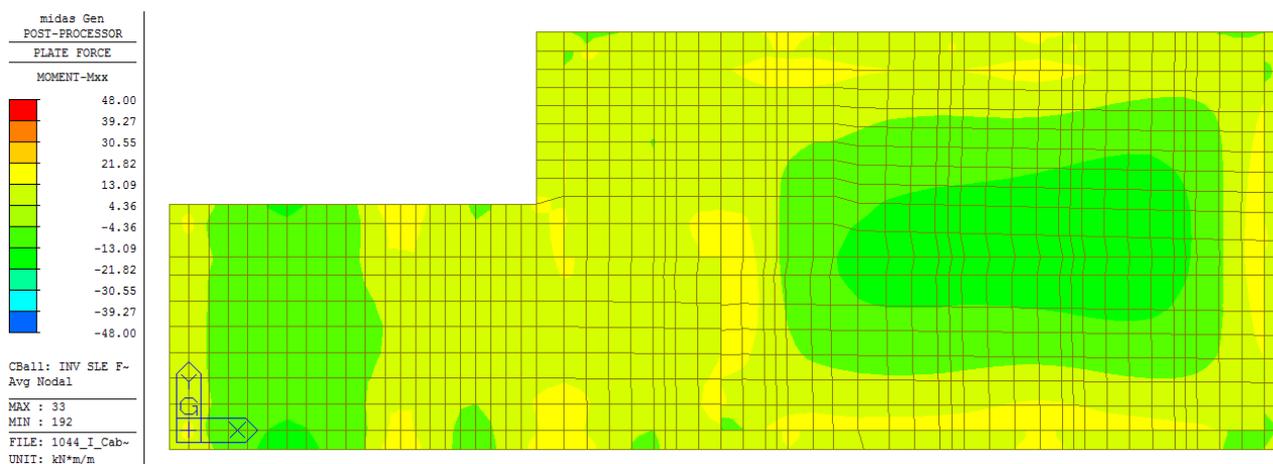
Armatura diffusa Ø10/200x200

La platea con armatura base restituisce un momento resistente $M_{Rd} = 48 \text{ kNm/m}$ che impedisce l'apertura di fessure:

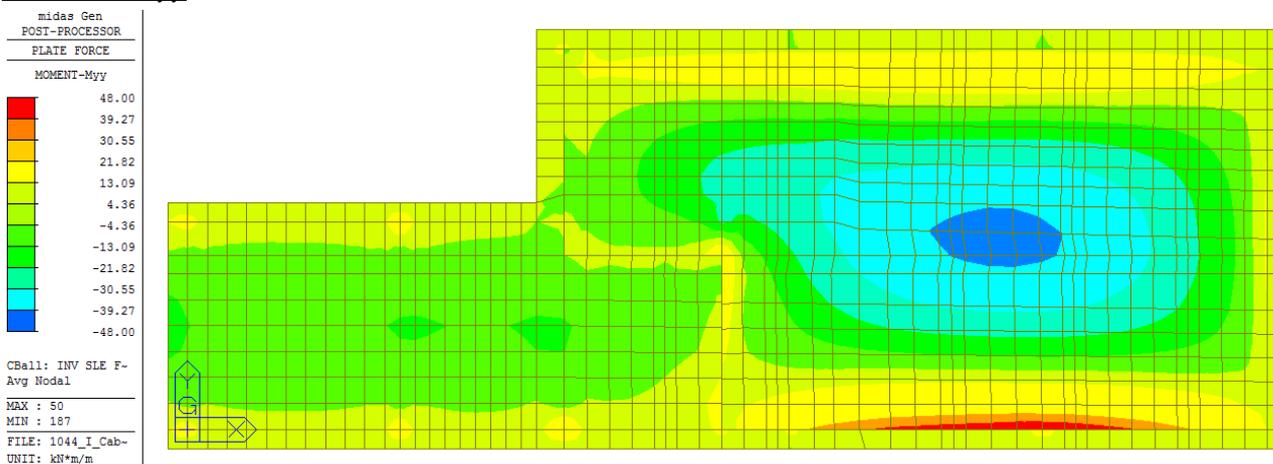


Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromatiche, i momenti resistenti della sezione:

Momento M_{xx}



Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

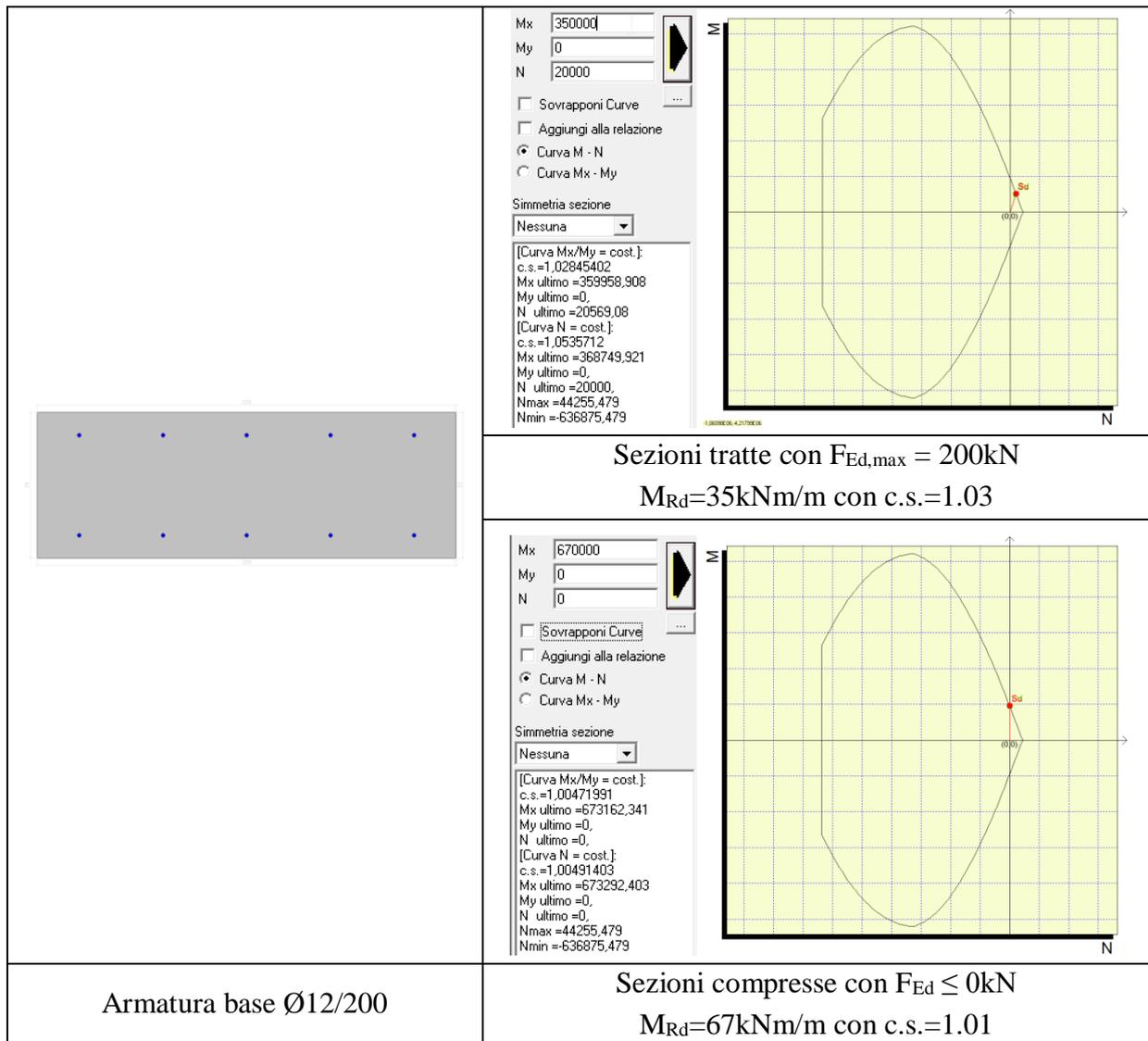
12.1.3 Verifica delle pareti della fossa

La progettazione e la verifica avviene nel rispetto del paragrafo §7.2.5 – D.M. 14.01.2008. Le verifiche sono state eseguite per mezzo di PresFle®: tutti i risultati sono espressi in daN/cm².

12.1.3.1 Verifica a flessione allo SLU

Il dimensionamento delle pareti della fossa impianti di spessore $\neq 350$ mm ed il relativo calcolo dell'armatura viene condotto agli Stati Limite Ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con $\varnothing 12/200$ in direzione verticale YY.





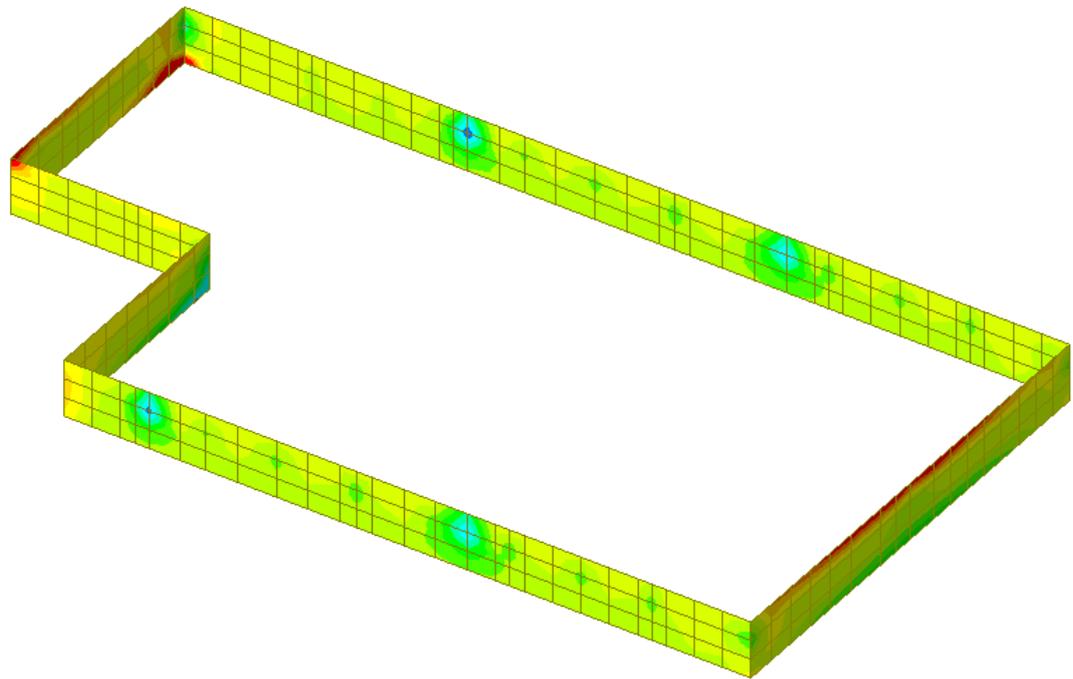
Tali valori di momento resistente sono riportati sotto forma di mappa cromatica, differenziando tra le sezioni soggette a trazione e quelle a compressione: di seguito si riporta la mappa dello sforzo assiale sollecitante (segno positivo rappresenta trazione).

Forza assiale Fxx

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 FORCE-Fyy

199.05
149.91
100.76
51.62
2.48
-46.67
-95.81
-144.95
-194.10
-243.24
-292.39
-341.53

CBall: STL ENV_S~
 Avg Nodal
 MAX : 964
 MIN : 1288
 FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN/m



Momento Myy - sezioni soggette a trazione

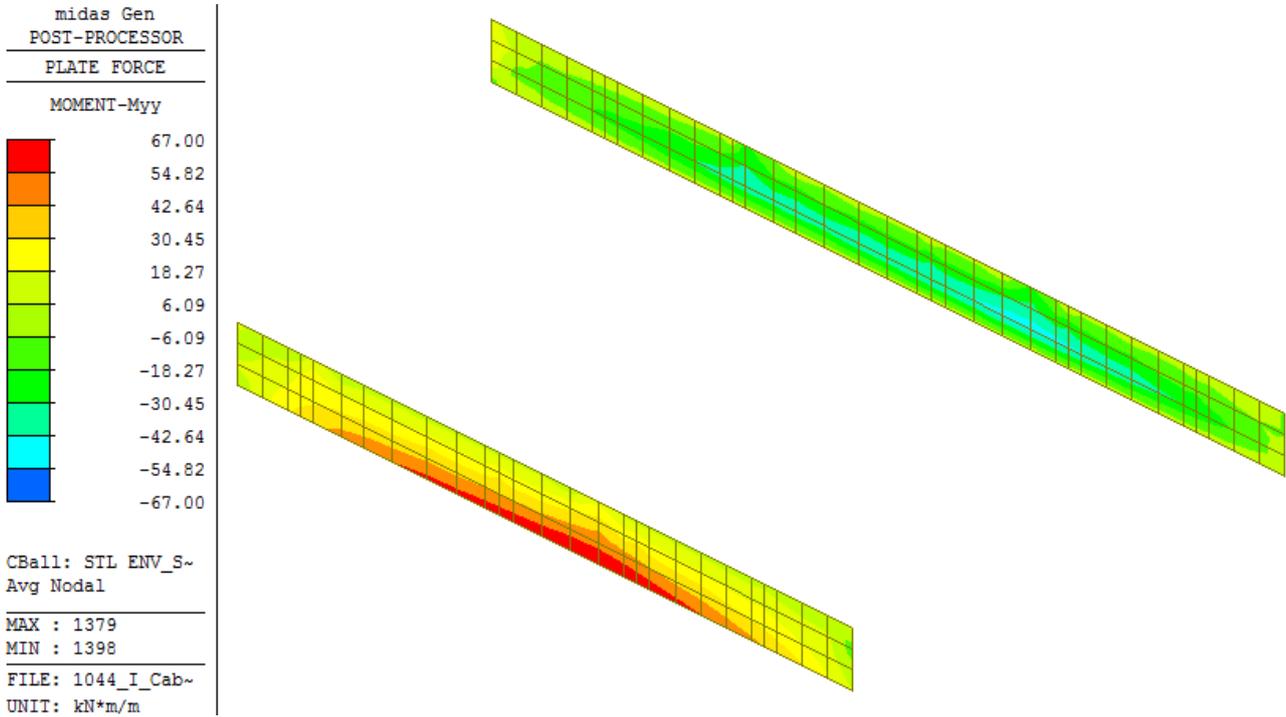
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 MOMENT-Myy

67.00
54.82
42.64
30.45
18.27
6.09
-6.09
-18.27
-30.45
-42.64
-54.82
-67.00

CBall: STL ENV_S~
 Avg Nodal
 MAX : 980
 MIN : 1445
 FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN*m/m

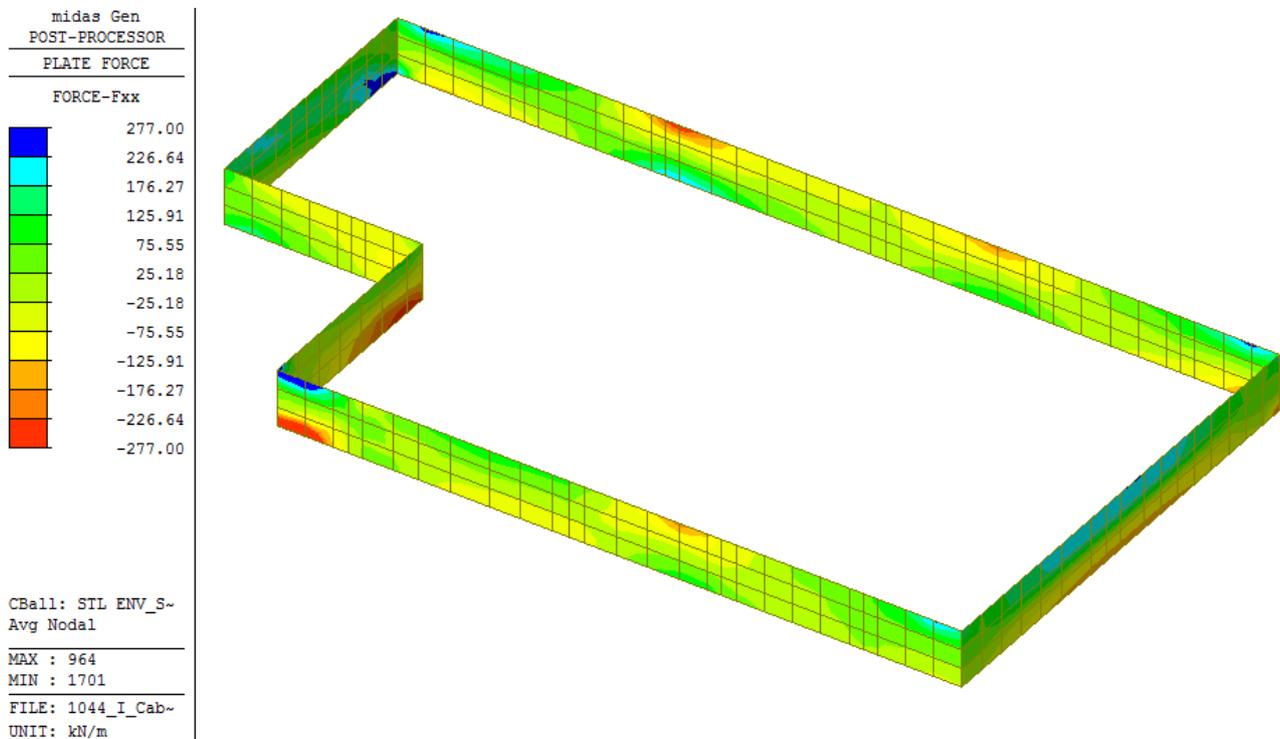


Momento M_{yy} - sezioni compresse



L'armatura orizzontale $\varnothing 8/200$ viene dimensionata per resistere allo sforzo di taglio parallelo alla stessa. Si riporta la mappa cromatica imponendo il massimo valore resistente a taglio, pari a 277 kN.

Taglio F_{xx}



La verifica è eseguita mediante foglio elettronico, che restituisce:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	1000	mm	
Altezza h =	300	mm	Armatura longitudinale in zona tesa
Coprifero co =	50	mm	Diametro f =
Altezza utile d =	250	mm	n. di ferri
			A _{sl} =
			565 mm ²
Caratteristiche dei materiali			
f _{ck} =	35.00	Mpa	Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)
f _{cd} =	19.83	Mpa	Diametro f =
f _{ctk} =	2.25	Mpa	n. di braccia
f _{ctd} =	1.50	Mpa	A _{sw} =
f _{ywk} =	450	Mpa	passo s =
f _{ywd} =	391.30	Mpa	200 mm
γ _c =	1.50		Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)
γ _s =	1.15		Diametro f =
			n. di ferri
			A _{sw,ferri} =
			passo s =
			200 mm
			inclinazione ferri α =
			45 °
Verifica puntone compresso			
Taglio max resistente	1151 kN		
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
Parametri		Parametri	
k =	1.89	v ₁ =	0.52
k ₁ =	0.15	α _{cw} =	1.00
C _{Rd,c} =	0.12	θ =	21.8 °
ρ _I =	0.002	cot(θ) =	2.5
S _{cp} =	0.000 Mpa	V _{Rd,s} =	277 kN
V _{min} =	0.540 Mpa	V _{Rd,max} =	1151 kN
Taglio max V_{Rd,c} =	135 kN	Taglio max V_{Rd,w} =	277 kN

La verifica è soddisfatta.

12.1.3.2 Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE

La verifica alle tensioni di esercizio delle pareti viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quasi permanente e verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 0.60 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

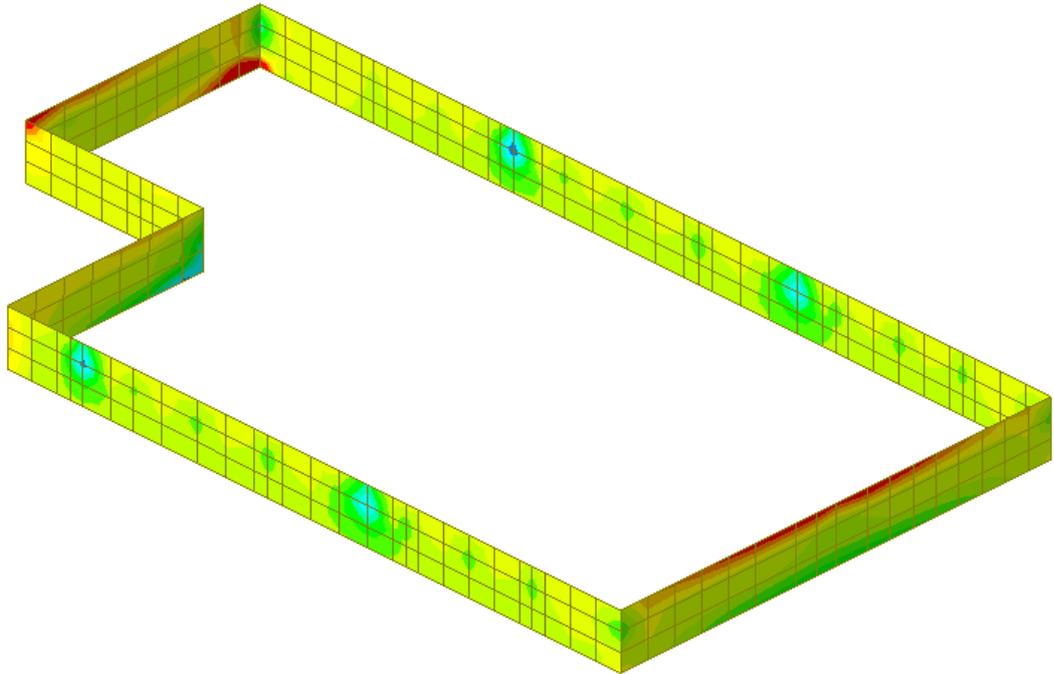
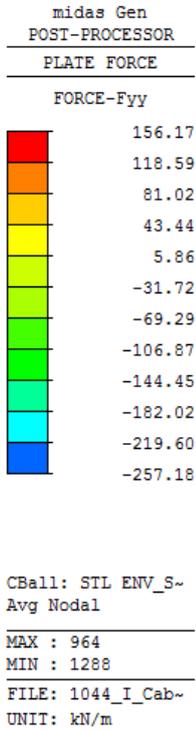
$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE:

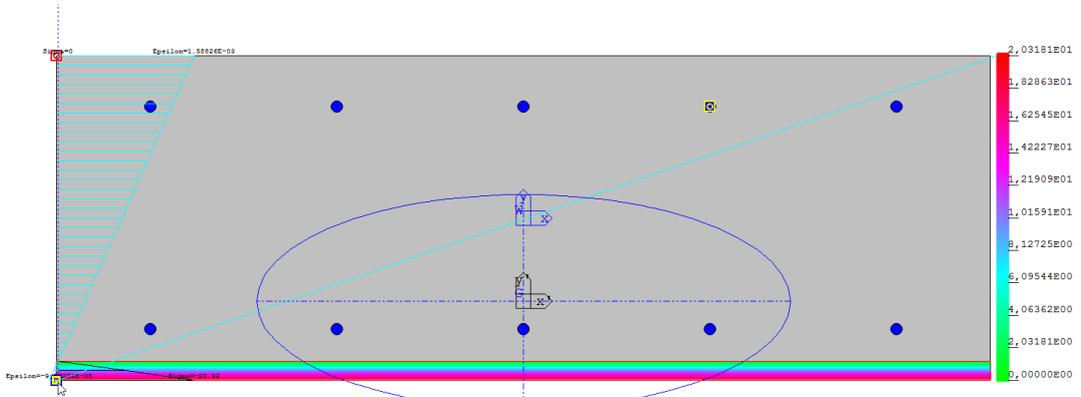
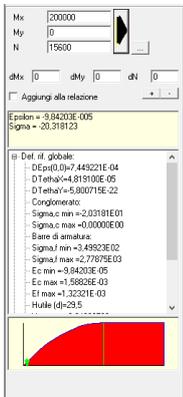
$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

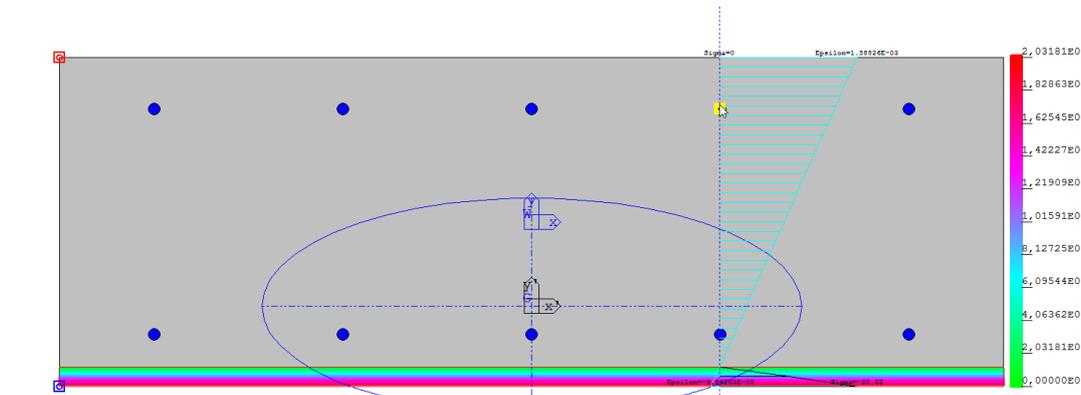
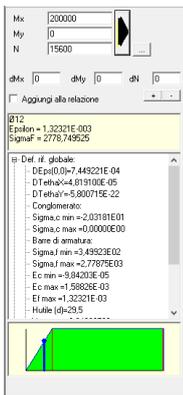
Si riporta la mappa cromatica dello sforzo assiale sollecitante:



Sezioni soggette a trazione



$\sigma_{c,max} = 2.03 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$



$\sigma_{s,max} = 278 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 20 \text{ kNm/m}$ in direzione YY agli SLE.

Momento Myy

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

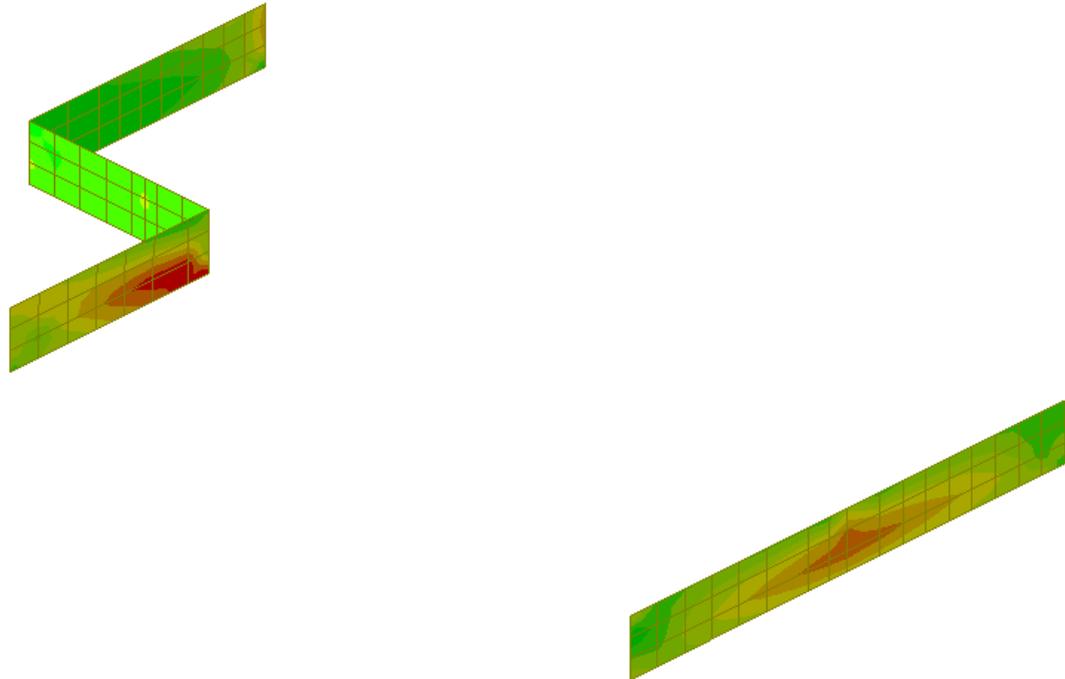
MOMENT-Myy

20.00
16.36
12.73
9.09
5.45
1.82
-1.82
-5.45
-9.09
-12.73
-16.36
-20.00

CBall: STL ENV_S~
 Avg Nodal

MAX : 980
 MIN : 1445

FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN*m/m



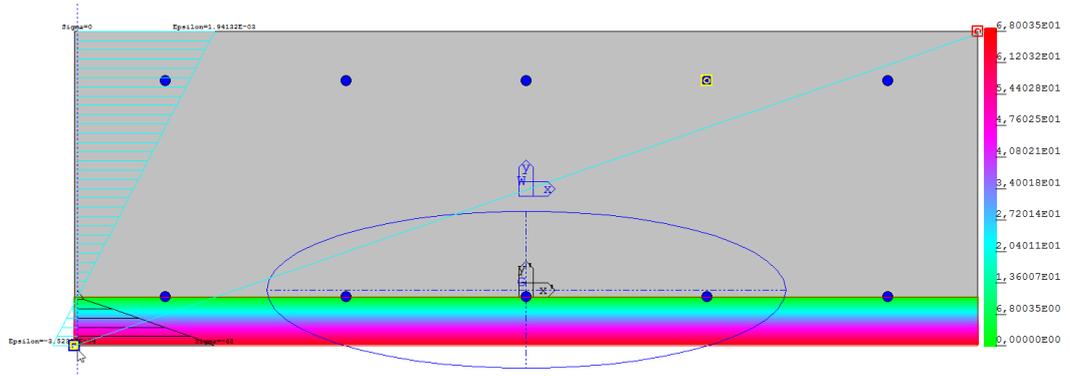
Sezioni compresse

Mx: 520000
 My: 0
 N: 0

dx: 0, dy: 0, dz: 0

Epiln = -3.52337E-004
 Sigma = 68.000513

Def. inf. globale
 D(eps)(0)=7.944327E-04
 D(1)eha=-6.553313E-05
 D(1)ehb=-2.19552E-21
 Conglomerato
 Sigma.c max = 6.80035E01
 Sigma.c max = 0.00000E00
 Barre di armatura
 Sigma.f min = 1.80898E01
 Sigma.f max = 3.31987E03
 Ec min = -3.52337E-04
 Ec max = 1.94132E-03
 Et max = 1.58898E-03
 Huile (d)=29.5



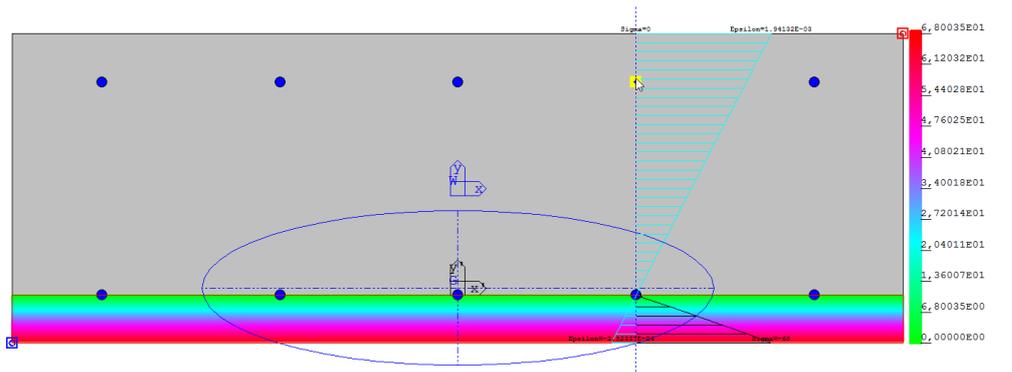
$\sigma_{c,max} = 6.80 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$

Mx: 520000
 My: 0
 N: 0

dx: 0, dy: 0, dz: 0

Epiln = 1.58898E-003
 Sigma = 3319.869729

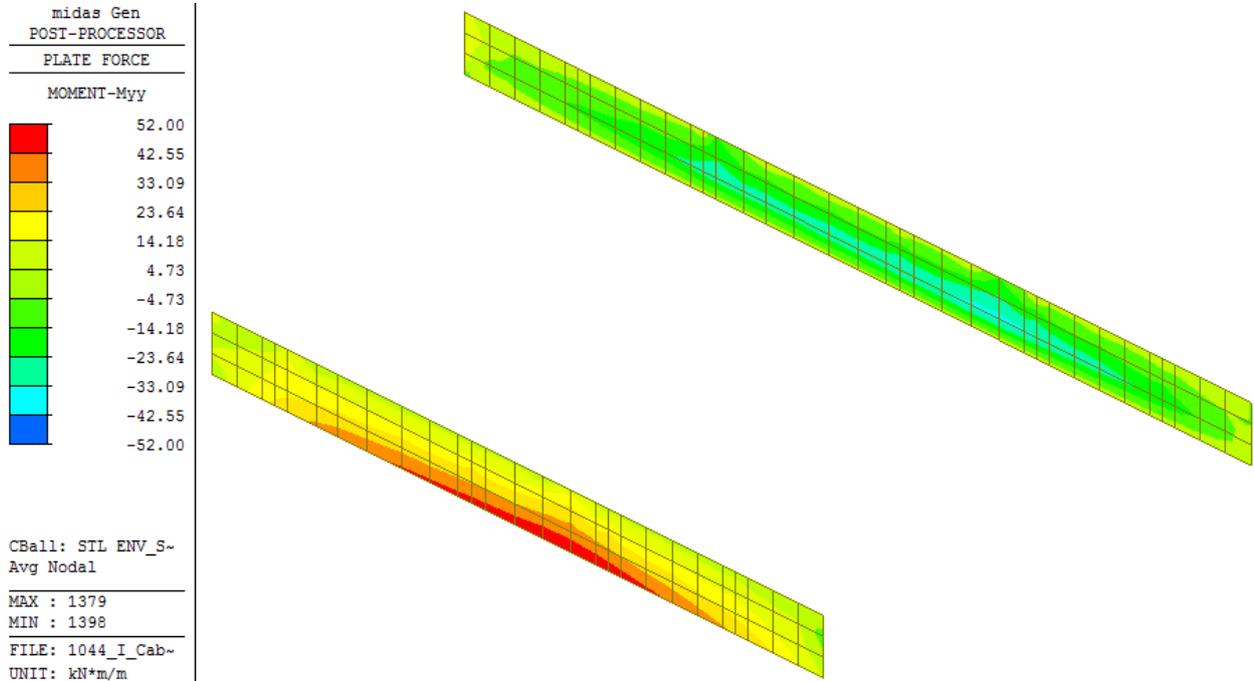
Def. inf. globale
 D(eps)(0)=7.944327E-04
 D(1)eha=-6.553313E-05
 D(1)ehb=-2.19552E-21
 Conglomerato
 Sigma.c max = 6.80035E01
 Sigma.c max = 0.00000E00
 Barre di armatura
 Sigma.f min = 1.80898E01
 Sigma.f max = 3.31987E03
 Ec min = -3.52337E-04
 Ec max = 1.94132E-03
 Et max = 1.58898E-03
 Huile (d)=29.5



$\sigma_{s,max} = 332 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 52 \text{ kNm/m}$ in direzione YY agli SLE.

Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

12.1.3.3 Verifica a fessurazione allo SLE

La verifica di fessurazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale molto aggressiva corrispondente alla combinazione quasi permanente e frequente con apertura di fessure di ampiezza massima pari a:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

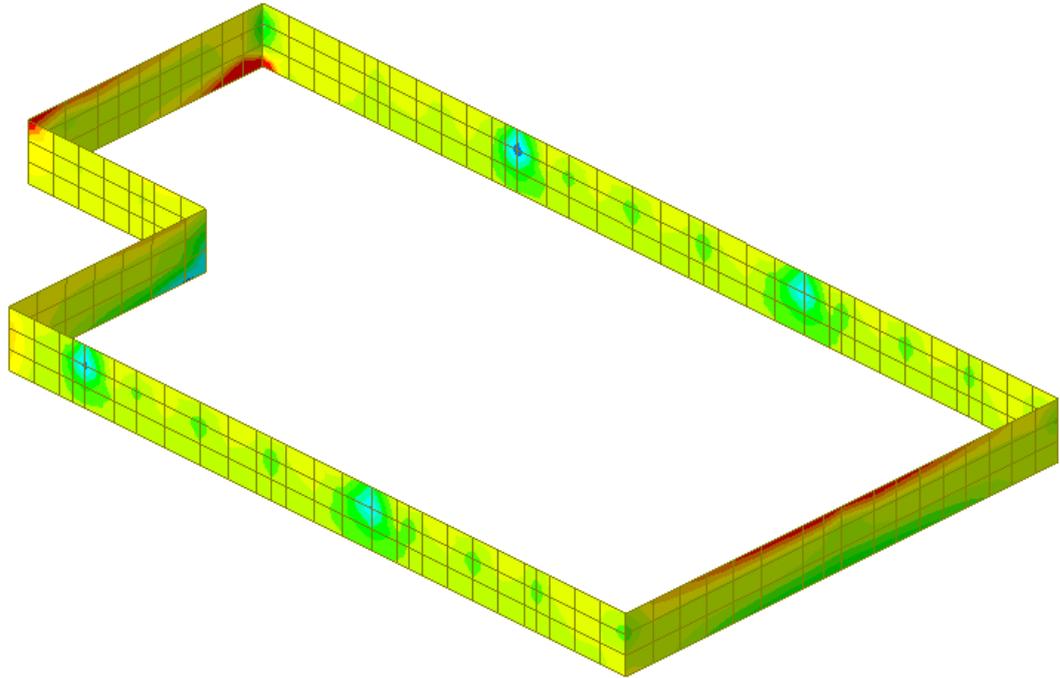
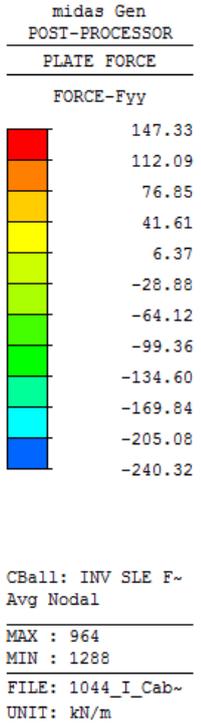
c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

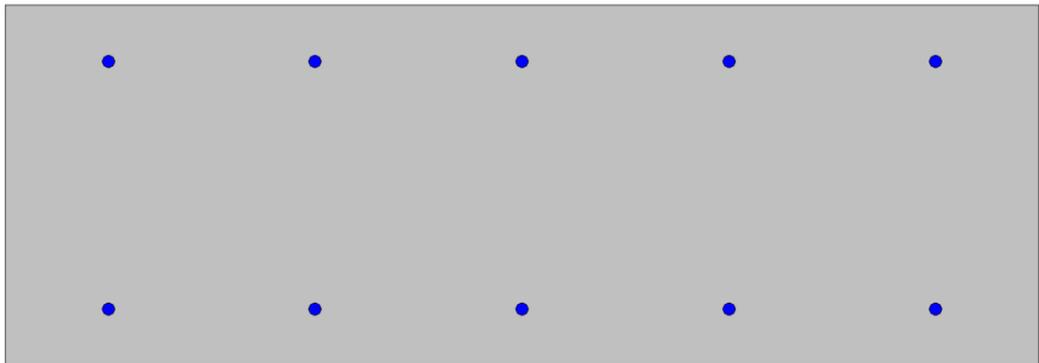
$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

Si riporta la mappa cromatica dello sforzo assiale sollecitante:



Sezioni soggette a trazione

Le pareti con armatura base restituisce un momento resistente $M_{Rd} = 20 \text{ kNm/m}$ che impedisce l'apertura di fessure:



Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromataiche, i momenti resistenti della sezione:

Momento Myy

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

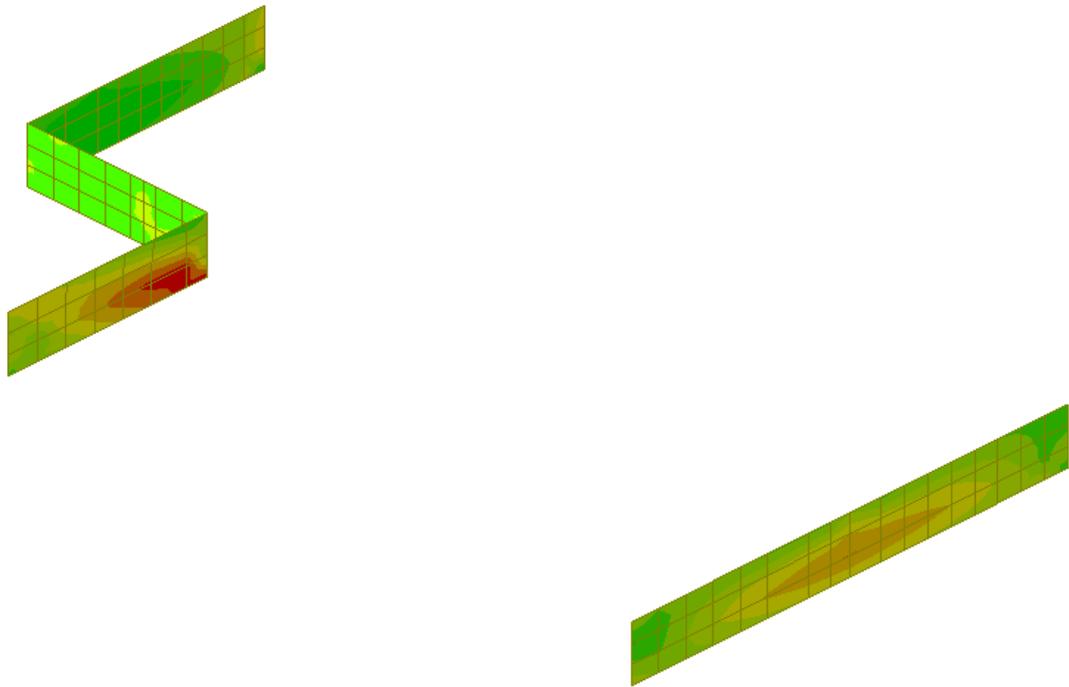
MOMENT-Myy

	20.00
	16.36
	12.73
	9.09
	5.45
	1.82
	-1.82
	-5.45
	-9.09
	-12.73
	-16.36
	-20.00

CBall: INV SLE F~
 Avg Nodal

MAX : 1412
 MIN : 970

FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN*m/m



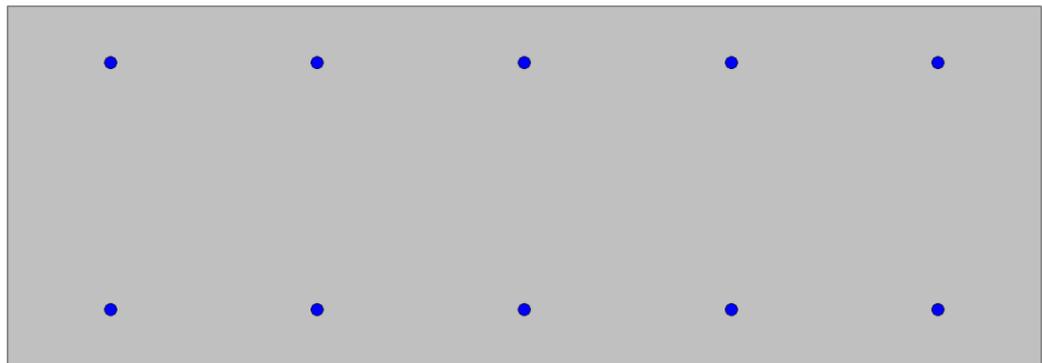
Sezioni compresse

Le pareti con armatura base restituisce un momento resistente $M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m}$ che impedisce l'apertura di fessure:

Mx	50000		
My	0		
N	0		
Eu/Ec	15	Mult. diametro	75
Passo (cm)	1	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	1
K.1	0.8		
K.2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
ist	32		
ist.su	32		
Coppileno	6	<input checked="" type="checkbox"/>	
Inteffeno	0	<input type="checkbox"/>	
lck	350		

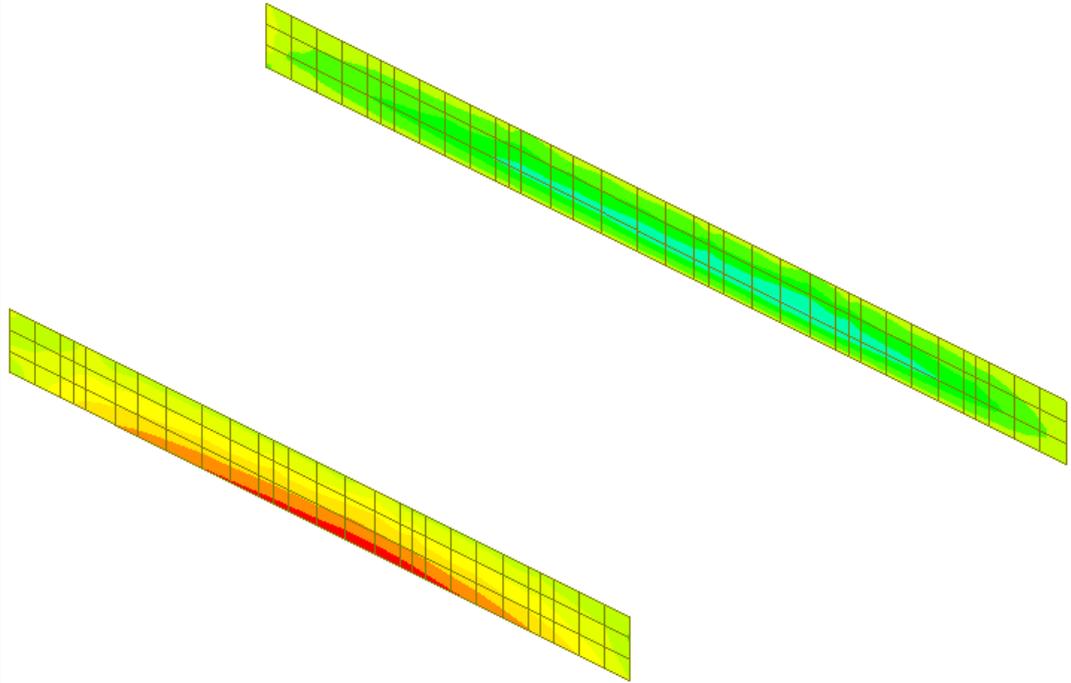
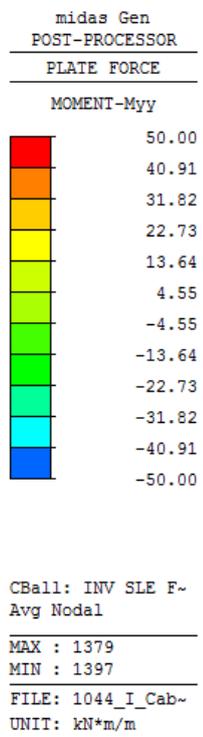
DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
 Sigma c max < fctd
 Sottilezzazioni di irrigazione con lct.su 32.
 Mu = 0.0000055 daN/cm
 My = 0.0 daN/cm
 N = 0.0 daN
 Ecot,max acciaio = 0.000164



Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromataiche, i momenti resistenti della sezione:

Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

12.1.4 Verifica delle travi e dei pilastri in c.a.

Nei paragrafi seguenti si riportano le sollecitazioni e le verifiche delle travi e dei pilastri.

12.1.4.1 Verifica delle travi portanti principali 300x300mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuপি delle sollecitazioni agenti sulle travi agli SLU/SLV:

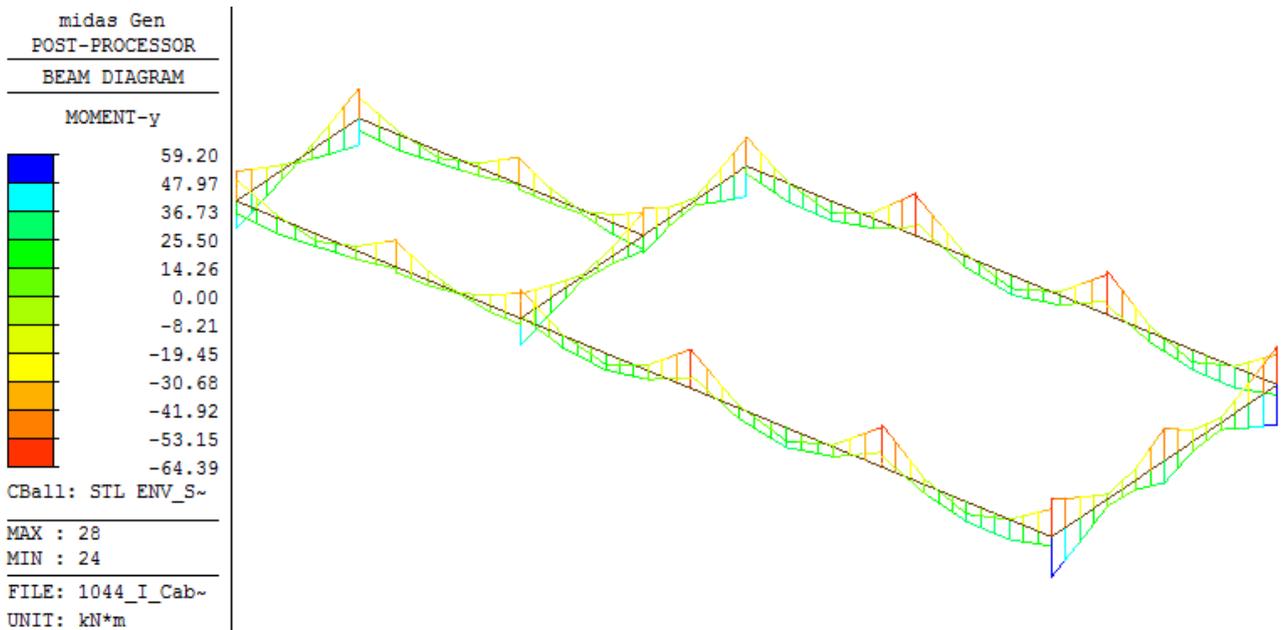


Figura 16 – Involuppo dei Momenti flettenti allo SLU/SLV

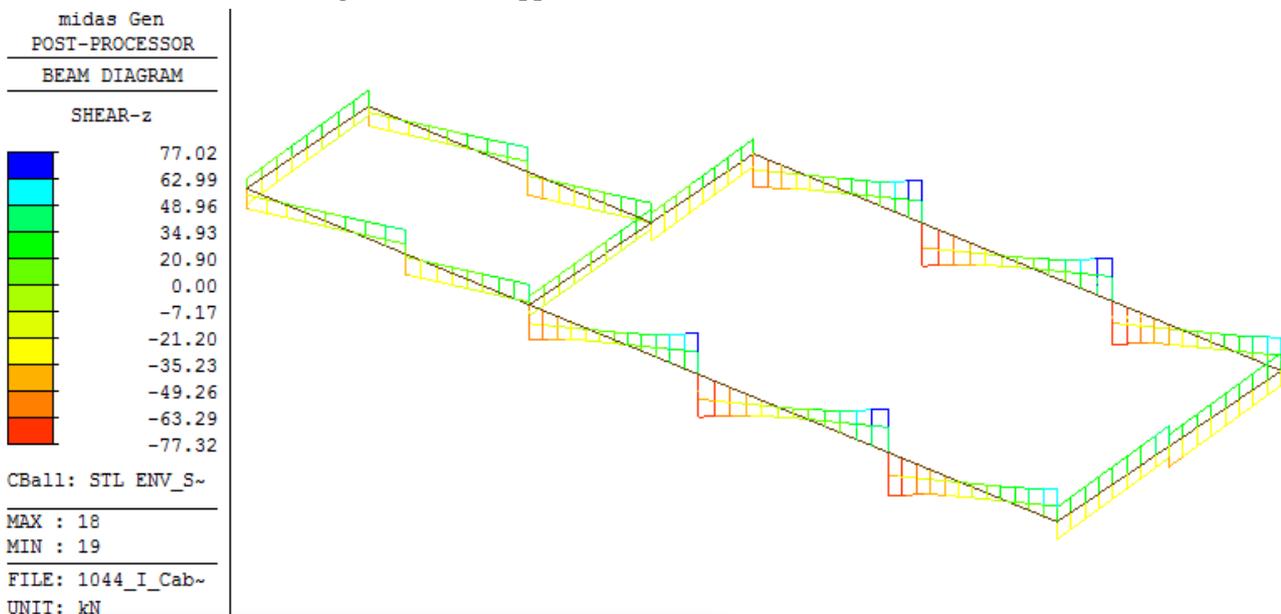


Figura 17 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

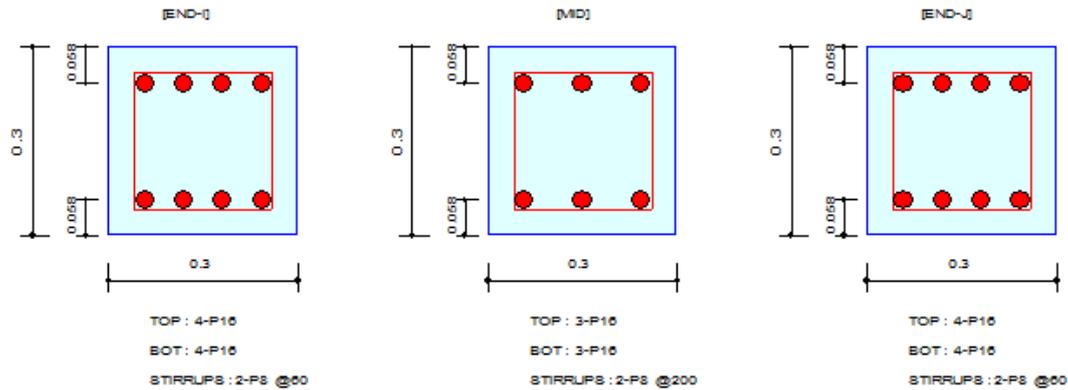
Le travi sono armate con 3+3Ø16 longitudinali base, 1Ø16 aggiuntivi superiori o inferiori ove necessario e con staffe Ø8/60-200.

Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

Design Information

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_{ck} = 35000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	: T 30x30 (No : 2)	Beam Span	: 4.5 m

Section Diagram



Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	65	69	64
Moment (M_{Ed})	64.39	30.30	62.82
Factored Strength (M_{Rd})	67.61	52.65	67.61
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9524	0.5754	0.9292
Neutral Axis (x/d)	0.2510	0.2261	0.2510
(+) Load Combination No.	36	36	37
Moment (M_{Ed})	59.20	35.85	58.67
Factored Strength (M_{Rd})	67.61	52.65	67.61
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.8757	0.6809	0.8678
Neutral Axis (x/d)	0.2510	0.2261	0.2510
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0008	0.0006	0.0008
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0008	0.0006	0.0008

Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	104	87	105
Factored Shear Force (V_{Ed})	56.22	49.52	56.28
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	56.29	51.14	56.29
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	142.04	42.61	142.04
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0017	0.0005	0.0017
Using Stirrups Spacing	2-P8 @60	2-P8 @200	2-P8 @60
Shear Ratio by Conc	0.9988	0.9682	0.9998
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.3958	1.1620	0.3962
Check Ratio	0.9988	0.9682	0.9998

Poiché i limiti di armatura imposti da normativa sono rispettati:

SEZIONE APPOGGIO									
NTC 2008 - Limitazione Armatura									
7.4.6.2.1 - Travi									
	fyk=	450	Mpa						
Area acciaio tesa	ASTesa=	803.84	mmq						
Area acciaio compressa	ASComp=	803.84	mmq						
base sezione	b=	300	mm						
altezza sezione	h=	300	mm						
			<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="text-align: left;">n. ferri</th> <th style="text-align: left;">Diametro</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">16</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">16</td> </tr> </table>	n. ferri	Diametro	4	16	4	16
n. ferri	Diametro								
4	16								
4	16								
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ=	0.008932							
Rapporto geometrico armatura compressa	ρcomp=	0.008932							
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$									
VERIFICA									
0.31 < 0.89 < 1.67									

SEZIONE CAMPATA									
NTC 2008 - Limitazione Armatura									
7.4.6.2.1 - Travi									
	fyk=	450	Mpa						
Area acciaio tesa	ASTesa=	602.88	mmq						
Area acciaio compressa	ASComp=	602.88	mmq						
base sezione	b=	300	mm						
altezza sezione	h=	300	mm						
			<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="text-align: left;">n. ferri</th> <th style="text-align: left;">Diametro</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">16</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">16</td> </tr> </table>	n. ferri	Diametro	3	16	3	16
n. ferri	Diametro								
3	16								
3	16								
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ=	0.006699							
Rapporto geometrico armatura compressa	ρcomp=	0.006699							
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$									
VERIFICA									
0.31 < 0.67 < 1.45									

La verifica è soddisfatta.

12.1.4.2 Verifica dei pilastri 250x300mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuپی delle sollecitazioni agenti sui pilastri agli SLU/SLV:

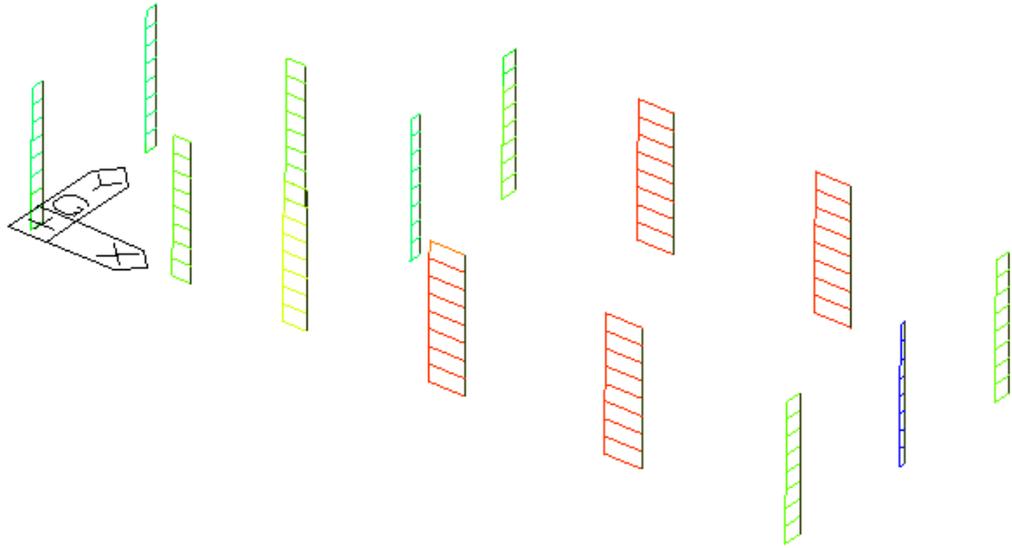
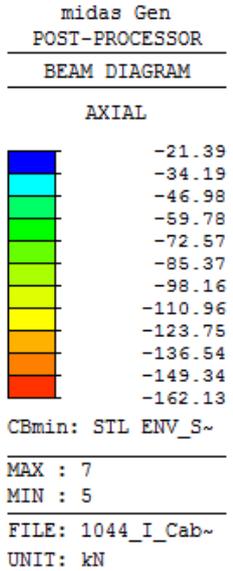


Figura 18 – Involuppo massimo dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

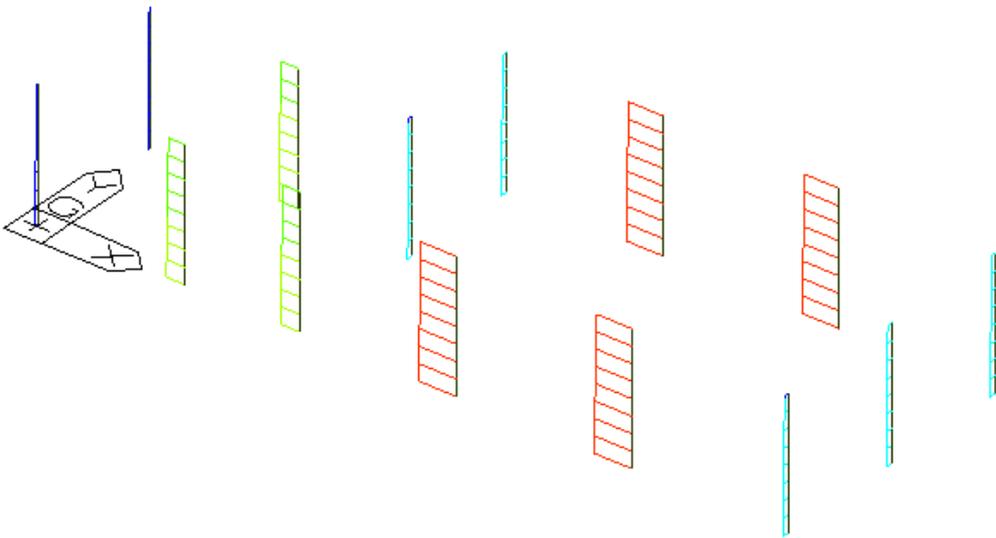
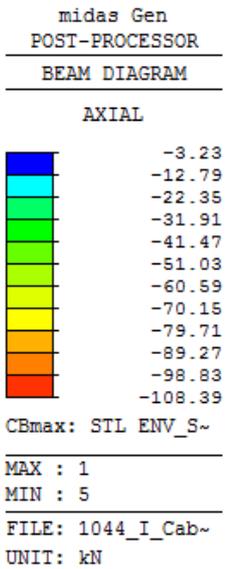


Figura 19 – Involuppo minimo dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM
 MOMENT-y
 87.74
 71.87
 55.99
 40.11
 24.24
 8.36
 0.00
 -23.39
 -39.26
 -55.14
 -71.01
 -86.89
 CBall: STL ENV_S~
 MAX : 7
 MIN : 7
 FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN*m

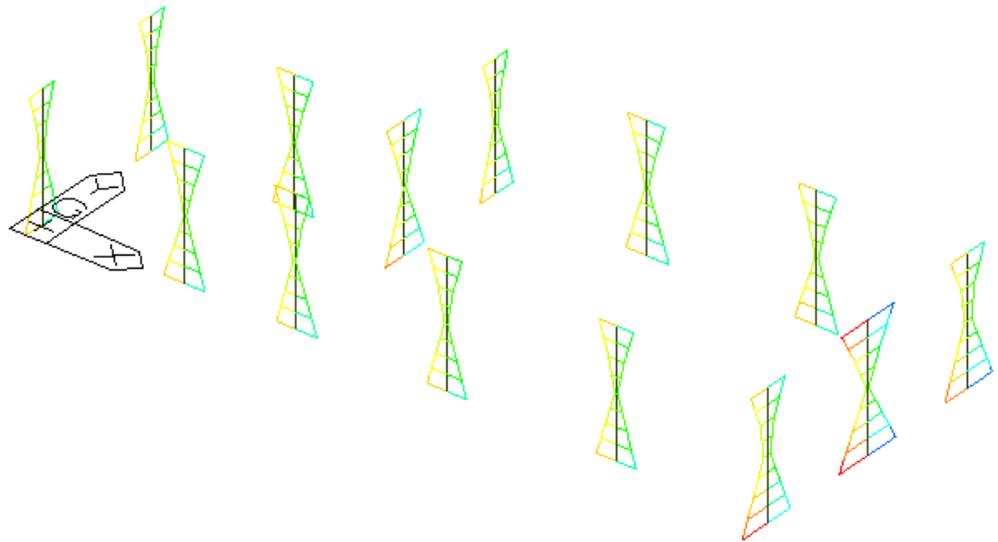


Figura 20 – Involuppo del Momento flettente in direzione y allo SLU/SLV

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM
 MOMENT-z
 40.11
 32.77
 25.44
 18.10
 10.76
 0.00
 -3.91
 -11.25
 -18.58
 -25.92
 -33.26
 -40.59
 CBall: STL ENV_S~
 MAX : 8
 MIN : 9
 FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN*m

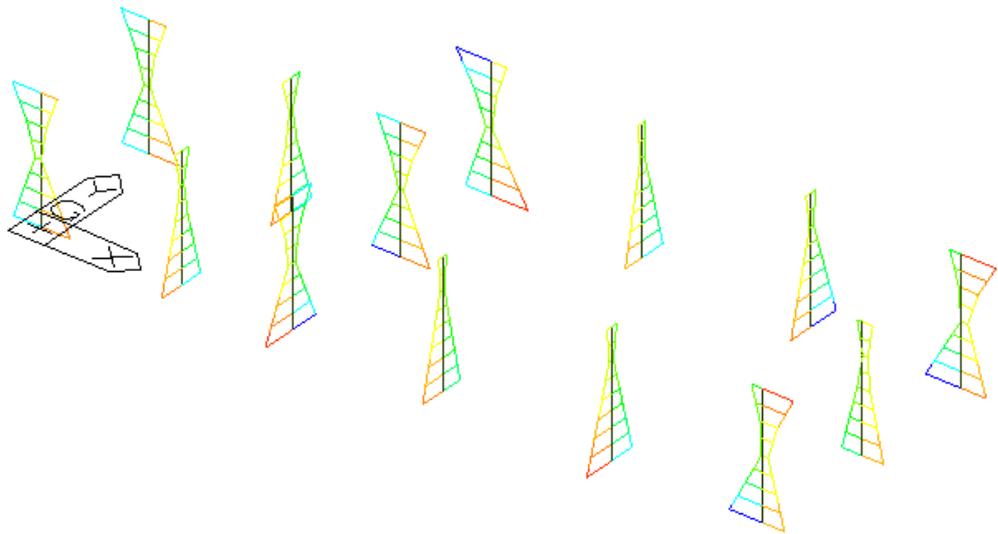


Figura 21 – Involuppo del Momento flettente in direzione z allo SLU/SLV

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM
 SHEAR-y
 23.54
 19.22
 14.89
 10.57
 6.24
 0.00
 -2.41
 -6.73
 -11.05
 -15.38
 -19.70
 -24.03
 CBall: STL ENV_S~
 MAX : 8
 MIN : 9
 FILE: 1044_I_Cab~
 UNIT: kN

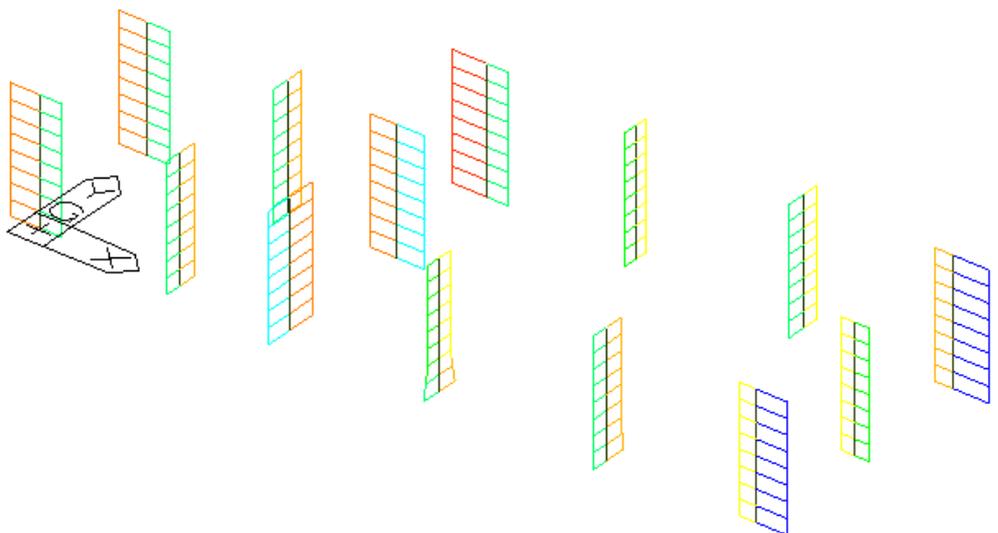


Figura 22 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione y allo SLU/SLV

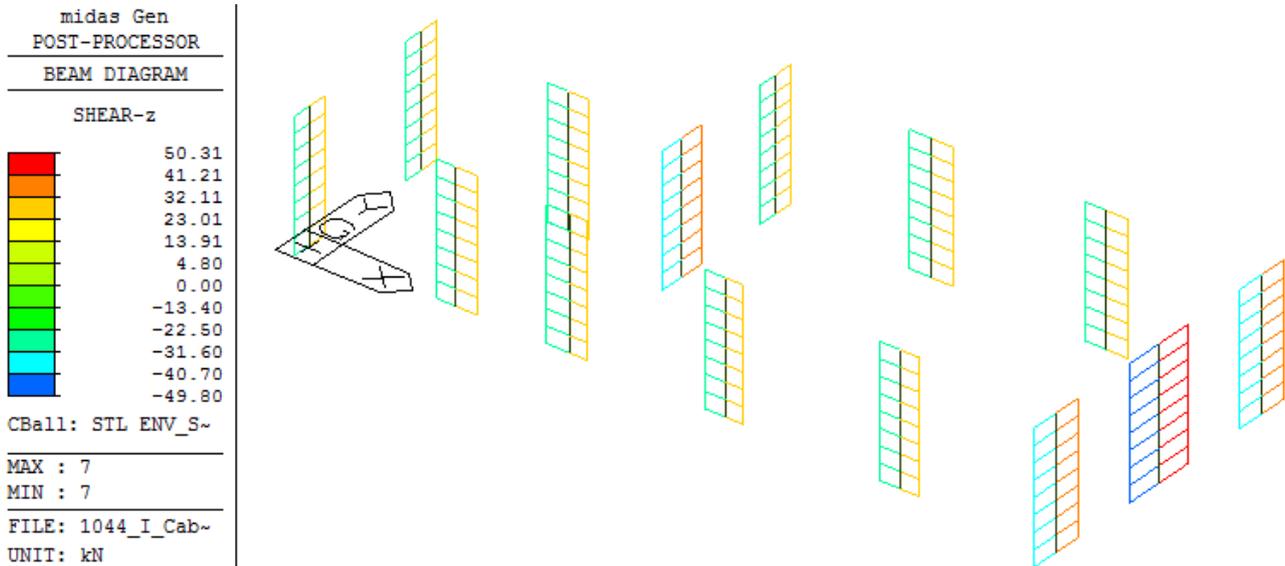


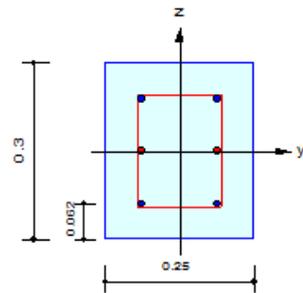
Figura 23 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione z allo SLU/SLV

I pilastri sono armati con 4Ø24+2Ø20 longitudinali e staffe Ø8/50-110.

Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 7 (PM), 12 (Shear)
 Material Data : f_{ck} = 35000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
 Column Height : 3.35 m
 Section Property : P 25x30 (No : 1)
 Rebar Pattern : 6 - 3 - P20(P24) A_{st} = 0.002436 m² (R_host = 0.032)



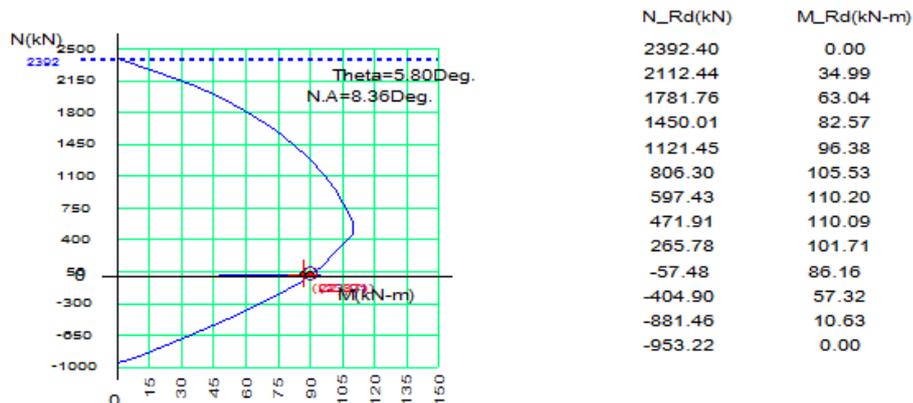
Applied Loads

Load Combination : 68 AT (I) Point
 N_{Ed} = 22.1161 kN M_{E_{dy}} = 86.8883 kN-m M_{E_{dz}} = 8.71762 kN-m
 M_{Ed} = SQRT(M_{E_{dy}}² + M_{E_{dz}}²) = 87.3245 kN-m

Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 2392.40 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 22.1161 / 23.0419	= 0.960 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Ed} /M _{Rd}	= 87.3245 / 90.6038	= 0.964 < 1.000 O.K
	M _{E_{dy}} /M _{R_{dy}}	= 86.8883 / 90.1407	= 0.964 < 1.000 O.K
	M _{E_{dz}} /M _{R_{dz}}	= 8.71762 / 9.14865	= 0.953 < 1.000 O.K
Normalized Axial Load Ratio	Nu _d / 0.65	= 0.079 / 0.650	= 0.121 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength	V _{Ed}	= 62.5730 kN (Load Combination : 56)
Shear Ratio by Conc	V _{Ed} /V _{Rdc}	= 62.5730 / 62.5746 = 1.000
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	V _{Ed} /V _{Rds}	= 62.5730 / 167.635 = 0.373
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 1.000 < 1.000 O.K
(Asw-H _{use} = 0.00200 m ² /m, 2-P8 @50)		

Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength	V _{Ed}	= 62.6887 kN (Load Combination : 65)
Shear Ratio by Conc	V _{Ed} /V _{Rdc}	= 62.6887 / 62.6939 = 1.000
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	V _{Ed} /V _{Rds}	= 62.6887 / 76.1976 = 0.823
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 1.000 < 1.000 O.K
(Asw-H _{use} = 0.00091 m ² /m, 2-P8 @110)		

Poiché i limiti di armatura imposti da normativa sono rispettati:

Geometria

l ₁ =	300 mm	Calcestruzzo:	C35/45	α _{cc} =	0.85
l ₂ =	250 mm	f _{cd} =	19.83 N/mm ²	γ _M =	1.50
h =	2965 mm	Armatura:	B450C	f _{yd} =	391 N/mm ²
				γ _M =	1.15

Armatura longitudinale

Tipo	n	Ø [mm]	A [mm ²]
POS1	2	24	904
POS2	2	24	904
POS3	1	20	314
POS4	1	20	314

A_c = 75000 mm²
A_s = 2437 mm²

ρ = 3.25 %

(7.4.27) 1% ≤ ρ ≤ 4%

OK - 7.4.27

ATTENZIONE: interasse massimo: 250mm

Armatura trasversale

z _{crit,min} =	494 mm	-->	Proposta di suddivisione:	A:	500 mm
				B:	1965 mm
classe di duttilità:	B			C:	500 mm

ZONA CRITICA (A, C)

b =	2	numero di bracci
b _{st} =	210 mm	distanza fra i bracci più esterni
Ø =	8 mm	diametro
s =	50 mm	passo

A_{st} = 100 mm²
A_{st,min} = 43 mm²

OK - 7.4.28

FUORI DALLA ZONA CRITICA (B)

b =	2	numero di bracci
b _{st} =	210 mm	distanza fra i bracci più esterni
Ø =	8 mm	diametro
s =	110 mm	passo

A_{st} = 100 mm²
A_{st,min} = 94 mm²

OK - 7.4.28

La verifica è soddisfatta.

12.1.5 Verifica del grigliato per impianti

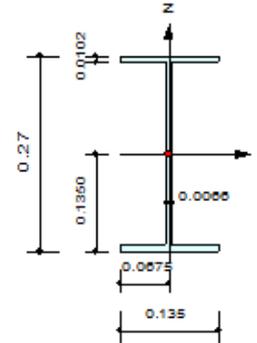
A sostegno degli impianti posti a quota piano di calpestio viene predisposto un grigliato elettrosaldato con lamiera mandorlata superiore appoggiato a delle travi IPE 270 in acciaio.

12.1.5.1 Verifica delle travi in acciaio IPE270

Si riporta la verifica delle travi estratta dal modello di calcolo:

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 1618
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : IPE270 (No:7)
 (Rolled : IPE270).
 Member Length : 6.80000



Member Forces

Axial Force Fxx = 75.1840 (LCB: 23, POS:1/2)
 Bending Moments My = 105.394, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:I)
 Fzz = 61.9968 (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.27000	Web Thick	0.00660
Top F Width	0.13500	Top F Thick	0.01020
Bot.F Width	0.13500	Bot.F Thick	0.01020
Area	0.00459	Asz	0.00178
Qyb	0.03489	Qzb	0.00228
Iyy	0.00006	Izz	0.00000
Ybar	0.06750	Zbar	0.13500
Wely	0.00043	Welz	0.00006
ry	0.11183	rz	0.03085

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.80000, Lz = 6.80000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 75.18/1629.45 = 0.046 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 105.394/171.820 = 0.613 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/33.9613 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$\text{Room} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (\text{Room} + R_{bend})] = 0.660 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.137 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

La verifica è soddisfatta.

12.1.5.2 Verifica del grigliato elettrosaldato

Il grigliato elettrosaldato presenta barre portanti 50x3mm e maglia 25x76mm:

ACCIAIO								Verifica deformabilità SLE			Freccia (PP+SP+SA)		
Dati								kg/cm	cm	cm4	cm	cm	
m	kg/mq	kg/mq	EC3	EC3	m	kg/mq	Qk2 (neve)	Q	L	J	f_max	f_limite	
interasse travi	PP+SP	SA	γg	γq	Luce	0	0.50	0.28	100	3.13	0.05	0.40 L/250	
0.025	1050	50	1.3	1.5	1.00	0	0.50	PROFILO		Appoggio-Appoggio	0.05	0.50 L/200	
F. Concentrata	0 kg	0 kg						IPE 270	personalizzato	5790	Incastro-Incastro	0.01	0.40 L/250
dati modificabili											fmax/film	0.136 L/250	
					a=	0.30	J=	Trave in appoggio semplice			fmax/film	0.109 L/200	
					h=	5.00		Verifica resistenza SLU		Trave in appoggio semplice			
E cls	Acciaio	ys					Sollecitazioni fsd		Tensione di progetto fsd [Mpa]	Modulo resistente WRd [cm3]	Acciaio fyk	Resistenza di calcolo frd [MPa]	Tasso di lavoro Wsd/Wrd
kg/cm2	kg/cm2	acciaio					Mmezz (ql/2)	0.05 kN m	36.00	1.25	S 355	338	0.106
350.000	2.100.000	1.05					T (ql/2)	0.18 kN		429	S 275	262	0.137
							Qslu=	0.36 kN m			S 235	224	0.161
											CORTEN	329	0.110

FREQUENZA TRAVE APPOGGIATA-APPOGGIATA: $f = 18/(f_{max})^{0.5}$: Appoggio-Appoggio 24.67 Herz >3.00 Herz

12.1.5.3 Verifica del collegamento delle travi IPE270

Le IPE270 vengono collegate a taglio mediante giunto di testa alle pareti della fossa della Cabina Enel. Il collegamento viene eseguito mediante 4 ancoranti chimici tipo FIS A M16x130 con profondità di ancoraggio di 80mm.

Di seguito si riporta la verifica del collegamento, eseguita mediante il software della Fischer per il calcolo degli ancoranti chimici.

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 130, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8
Profondità di ancoraggio	80 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 23/03/2015



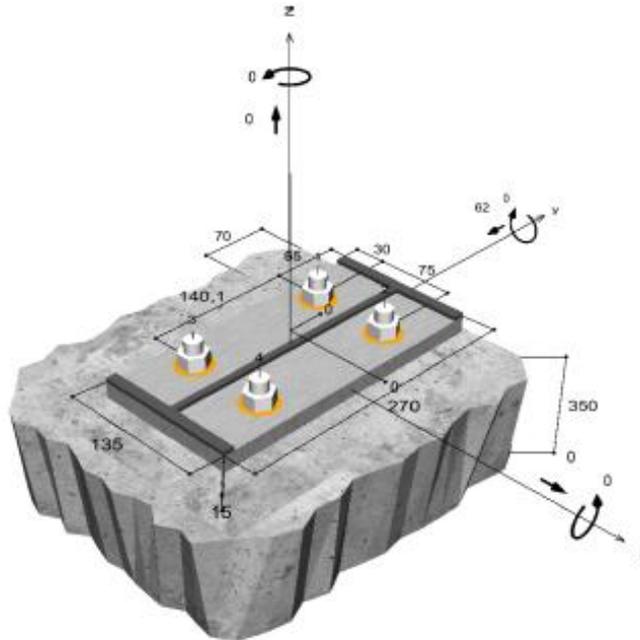
Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Dati di input

Metodo di progettazione	ETAG 001, TR 029, Annex C, Method A
Materiale di base	Calcestruzzo normale, C35/45, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura densa. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base
Tipo di profilo	135 mm x 270 mm x 15 mm
	Profilo personalizzato

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

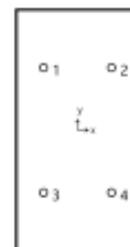
Carichi di progetto *)

#	N_{sd} kN	$V_{sd,x}$ kN	$V_{sd,y}$ kN	$M_{sd,x}$ kNm	$M_{sd,y}$ kNm	$M_{r,ed}$ kNm	Tipo di carico
1	0,00	0,00	-62,00	0,00	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0,00	15,50	0,00	-15,50
2	0,00	15,50	0,00	-15,50
3	0,00	15,50	0,00	-15,50
4	0,00	15,50	0,00	-15,50



Forza risultante di trazione :
 Forza risultante di compressione :

kN , Coordinate x/y (/)
 kN , Coordinate x/y (/)

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	15,50	31,20	49,7
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	15,50	19,49	79,5
Rottura del bordo di calcestruzzo	0,00	39,75	0,0

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
39,00	1,25	31,20	15,50	49,7

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	49,7	1	$\beta_{Vs,1}$
2	49,7	2	$\beta_{Vs,2}$
3	49,7	3	$\beta_{Vs,3}$
4	49,7	4	$\beta_{Vs,4}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 14,62kN = 29,24kN$$

Equazione (5.7a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione (5.3)

$$N_{Rk,c} = 48,48kN \cdot \frac{22,058mm^2}{57,600mm^2} \cdot 0,875 \cdot 0,900 \cdot 1,000 = 14,62kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10,1 \cdot \sqrt{45,0N/mm^2} \cdot (80mm)^{1,5} = 48,48kN$$

Equazione (5.3a)

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{er,N}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{70mm}{120mm} = 0,875 \leq 1$$

Equazione (5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200mm} = 0,5 + \frac{80mm}{200mm} = 0,900 \leq 1$$

Equazione (5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_s}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione (5.3e)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
29,24	1,50	19,49	15,50	79,5

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
2	79,5	1	$\beta_{V,cp,1}$

Rottura del bordo di calcestruzzo.



$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{rc,V} \quad \text{Equazione (5.8)}$$

$$V_{Rk,c} = 17,58 \text{ kN} \cdot \frac{29,932 \text{ mm}^2}{22,056 \text{ mm}^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 2,500 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 59,63 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ct,este}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{Equazione (5.8a)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 2,4 \cdot (16 \text{ mm})^{0,107} \cdot (80 \text{ mm})^{0,074} \cdot \sqrt{45,0 \text{ N/mm}^2} \cdot (70 \text{ mm})^{1,5} = 17,58 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{h_{ef}}{c_1}} = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{80 \text{ mm}}{70 \text{ mm}}} = 0,107 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{70 \text{ mm}}\right)^{0,2} = 0,074 \quad \text{Equazione (5.8b/c)}$$

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{105 \text{ mm}}{1,5 \cdot 70 \text{ mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \text{Equazione (5.8e)}$$

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5 \cdot 70 \text{ mm}}{350 \text{ mm}}}\right) = 1,000 \geq 1 \quad \text{Equazione (5.8f)}$$

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2,5}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 90,0)^2 + \left(\frac{\sin 90,0}{2,5}\right)^2}} = 2,500 \geq 1 \quad \text{Equazione (5.8g)}$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_c}{3c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{3 \cdot 70 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1 \quad \text{Equazione (5.8h)}$$

$$\Psi_{rc,V} = 1,000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,c}$ %
59,63	1,50	39,75	0,00	0,0

Ancorante n°	$\beta_{V,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	0,0	1	$\beta_{V,c,1}$
3, 4	0,0	2	$\beta_{V,c,2}$

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_V = \beta_{V,gr1} = 0,80 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta} \quad (5.9b)$$

Informazioni sulla piastra

Dettagli piastra di base

Spessore della piastra definito dall'utente senza verifiche

t = 15 mm

Tipo di profilo

Profilo personalizzato

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica $c_{cr, N}$ (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno $d = 6 \text{ mm}$ nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.

Dati di installazione

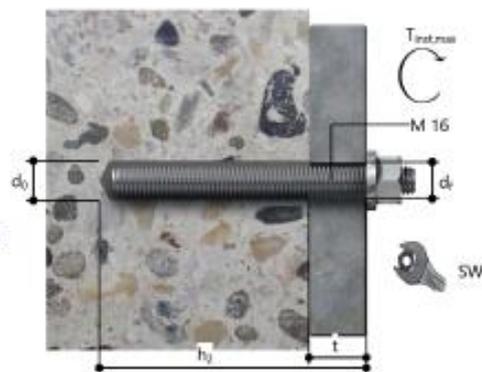
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 519450
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 130, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8	Articolo 44972
Accessorio	FIS MR Dispenser FIS DM S Pistola ad aria compressa ABS Pistola ad aria compressa ($p \geq 6$ bar)	Articolo 96448 Articolo 511118 Articolo 93286 Fornito dal cliente
Cartucce alternative	BS 18/18 Punta SDS Plus IV 18/200/250 FIS SB 585 S FIS SB 1500 S La cartucce mostrate sono alternative a quella evidenziata con lo stesso numero di Benestare/Valutazione.	Articolo 78181 Articolo 504162 Articolo 520526 Articolo 520528



Dettagli di installazione

Filettatura	M 16
Diametro del foro	$d_0 = 18$ mm
Profondità di foratura	$h_2 = 95$ mm
Profondità di ancoraggio	$h_{\text{net}} = 80$ mm
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiare, 2 spazzolate e 2 soffiare eseguite con idonei pistola ad aria compressa e scovolino
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Coppia di serraggio massima	$T_{\text{inst,max}} = 60,0$ Nm
Dimensioni della chiave	24 mm
Spessore della piastra di base	$t = 15$ mm
t_{fix}	$t_{\text{fix}} = 15$ mm
$T_{\text{fix,max}}$	$t_{\text{fix,max}} = 40$ mm
Consumo di resina per foro	12 ml/8 Unità graduate



Dettagli piastra di base

Materiale della piastra di base Non disponibile
 Spessore della piastra di base $t = 15 \text{ mm}$
 Diametro del foro nell'oggetto da fissare $d_f = 20 \text{ mm}$

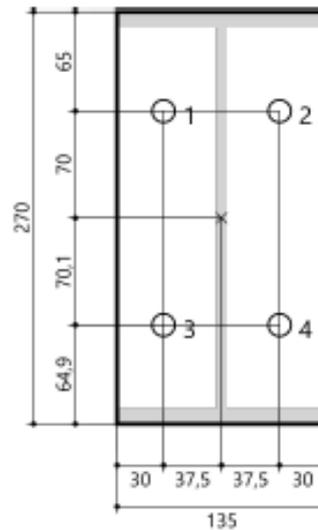
Profilo

Tipo di profilo Profilo personalizzato

Dimensioni profilo	mm
Altezza	270
Larghezza	135
Spessore dell'anima	7
Spessore della fangia	10

Coordinate dell'ancoraggio

Ancorante n°	x mm	y mm
1	-37,501	69,991
2	37,499	69,991
3	-37,501	-70,098
4	37,499	-70,098



12.1.6 Verifica del solaio di copertura

In copertura è previsto un solaio tipo predalles 26+4mm, le cui caratteristiche sono evidenziate di seguito:

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE			MOMENTI POSITIVI E TAGLI						CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE VALORI RIFERITI A 1 METRO DI STRUTTURA						
ALTEZZA SOLAIO	CONGLOMERATO PER GETTO	PESO DEL SOLAIO IN OPERA	PRESTAZIONI DI SERVIZIO RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO Rbk = 250 kg/cm ²						ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST.		ASSE NEUTRO	AREA SEZIONE	MOD. D'INERZIA BARICENTRICO
			MOMENTI (Kgm)					TAGLI			SUPERIORE	INFERIORE			
H	l	kg	TIPO ARMATURA					Kg	x	J	Ws	Wi	X	Ac	Jc
cm	m ²	m ²	1	2	3	4	5	Kg	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴
16 + 4	80	300	1403	2408	-	-	-	2877	10,81	66777	6178	4843	11,13	1397	68188
5	90	325	1484	2548	-	-	-	3037	10,95	78602	7181	5212	11,35	1497	80819
6	100	350	1564	2689	-	-	-	3197	11,12	90766	8164	5560	11,61	1597	93999
8	120	400	1724	2969	-	-	-	3517	11,55	116412	10083	6231	12,21	1797	122338
18 + 4	87	320	1564	2689	-	-	-	3197	11,77	85198	7237	5553	12,21	1464	87597
5	97	345	1644	2829	-	-	-	3357	11,86	99148	8362	5932	12,40	1564	102736
6	107	370	1724	2969	4364	5958	7364	3517	11,98	113349	9460	6288	12,63	1664	118388
8	127	420	1885	3249	4785	6600	8158	3837	12,33	142850	11588	6965	13,16	1864	151604
20 + 4	93	335	1724	2969	4364	5939	7096	3517	12,71	106125	8349	6267	13,29	1531	109917
5	103	360	1804	3109	4574	6307	7795	3677	12,75	122320	9595	6656	13,44	1631	127775
6	113	385	1885	3249	4785	6651	8220	3837	12,83	138667	10809	7019	13,64	1731	146105
8	133	435	2045	3529	5206	7300	9022	4156	13,10	172217	13150	7703	14,12	1931	184591
22 + 4	100	350	1885	3249	4786	6619	8084	3837	13,63	129615	9511	6984	14,36	1597	135282
5	110	375	1965	3389	4996	6996	8647	3997	13,62	148166	10878	7383	14,48	1697	156071
6	120	400	2045	3529	5206	7346	9079	4156	13,66	166760	12209	7752	14,65	1797	177283
8	140	450	2206	3809	5627	8002	9890	4476	13,85	204541	14766	8445	15,08	1997	221434
24 + 4	107	370	2045	3529	5209	7300	9023	4156	14,52	155718	10721	7704	15,42	1664	163828
5	117	395	2125	3669	5417	7686	9500	4316	14,48	176729	12210	8111	15,52	1764	187756
6	127	420	2206	3809	5627	8043	9941	4476	14,47	197668	13657	8488	15,66	1864	212056
8	147	470	2366	4090	6047	8707	10761	4796	14,60	239852	16432	9188	16,05	2064	262266
26 + 4	113	385	2206	3809	5631	7983	9867	4476	15,40	184483	11978	8425	16,48	1731	195690
5	123	410	2286	3950	5837	8378	10355	4636	15,31	208051	13588	8841	16,56	1831	222966
6	133	435	2366	4090	6047	8741	10804	4796	15,27	231426	15151	9224	16,67	1931	250557
8	153	485	2527	4370	6467	9413	11634	5116	15,33	278176	18146	9933	17,01	2131	307222

Si riporta la verifica del solaio: per la copertura dell'area di dimensioni inferiori il solaio l'armatura del solaio predalles è di *tipo 1*, mentre per il rettangolo maggiore è di *tipo 3*. Di seguito si riportano le verifiche per le due tipologie elencate:

Predalles 26+4 (arm. tipo 3)		Predalles 26+4 (arm. tipo 1)	
pp	3.85 kN/mq	pp	3.85 kN/mq
svp	1.75 kN/mq	svp	1.75 kN/mq
acc	0.50 kN/mq	acc	0.50 kN/mq
neve	0.50 kN/mq	neve	0.50 kN/mq
L	6.80 m	L	3.70 m
qSLE	6.60 kN/m/m	qSLE	6.60 kN/m/m
MEd	38.15 kNm/m	MEd	11.29 kNm/m
TEd	22.44 kN/m	TEd	12.21 kN/m
MRd	56.31 kNm/m ok	MRd	22.06 kNm/m ok
TRd	44.76 kN/m ok	TRd	44.76 kN/m ok

La verifica è soddisfatta.

12.2 POSTO DI GUARDIA

Nei paragrafi che seguono verranno riportati i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi strutturali e le verifiche di sicurezza e di esercizio in ottemperanza alla normativa vigente.

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM impiegato:

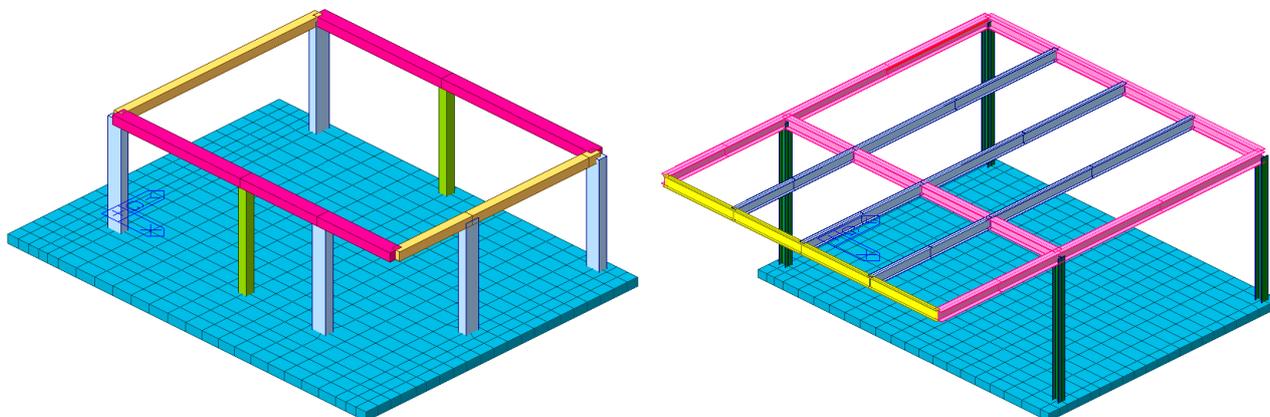


Figura 24 – Modello FEM Guardiania: a destra gli elementi in c.a. e a sinistra il frangisole in acciaio

12.2.1 Analisi lineare dinamica e modi di vibrare

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto previsto nel paragrafo §3.2.4 - D.M. 14/01/2008:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.3.3.1 - NTC08 si esegue un'analisi lineare dinamica, che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta del progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Di seguito sono fornite le figure dei modi di vibrare per i quali la massa partecipante è massima rispettivamente in direzione X e Y: si riportano separatamente la struttura in c.a. e quella in acciaio.

Struttura in c.a.

```

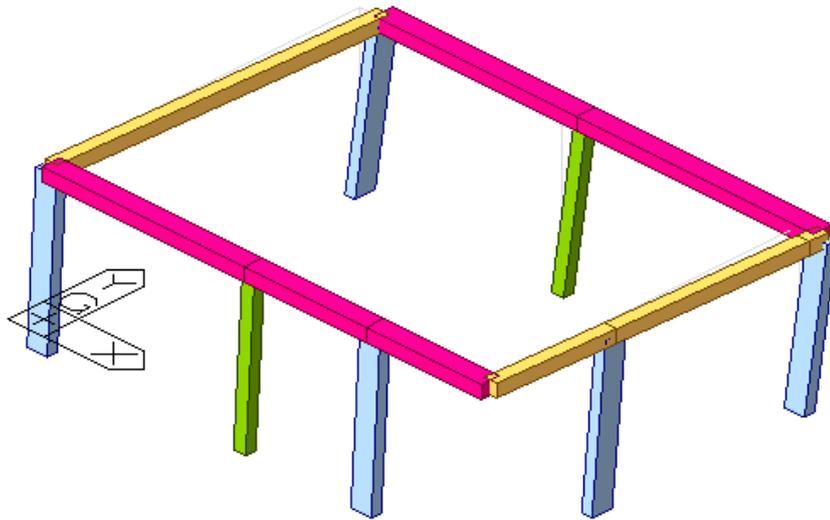
midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.594602

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.278195

MPM(%)
DX= 71.610815
DY= 0.539628
DZ= 0.015369
RX= 0.015293
Mode 2

MAX : 12
MIN : 1
FILE: 1044_I_Gua~
UNIT: kN,m
    
```



Direzione X – Modo 2

```

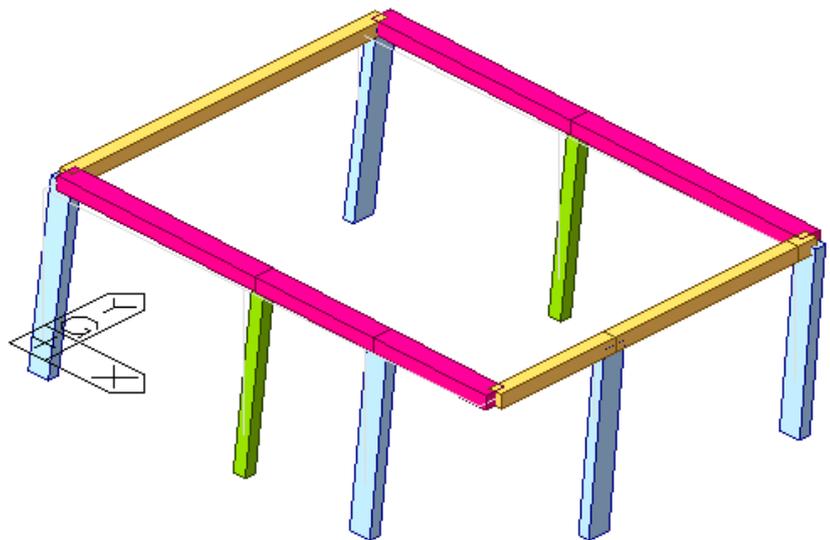
midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.049023

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.327974

MPM(%)
DX= 0.062450
DY= 96.366460
DZ= 0.015308
RX= 0.013674
Mode 1

MAX : 8
MIN : 1
FILE: 1044_I_Gua~
UNIT: kN,m
    
```



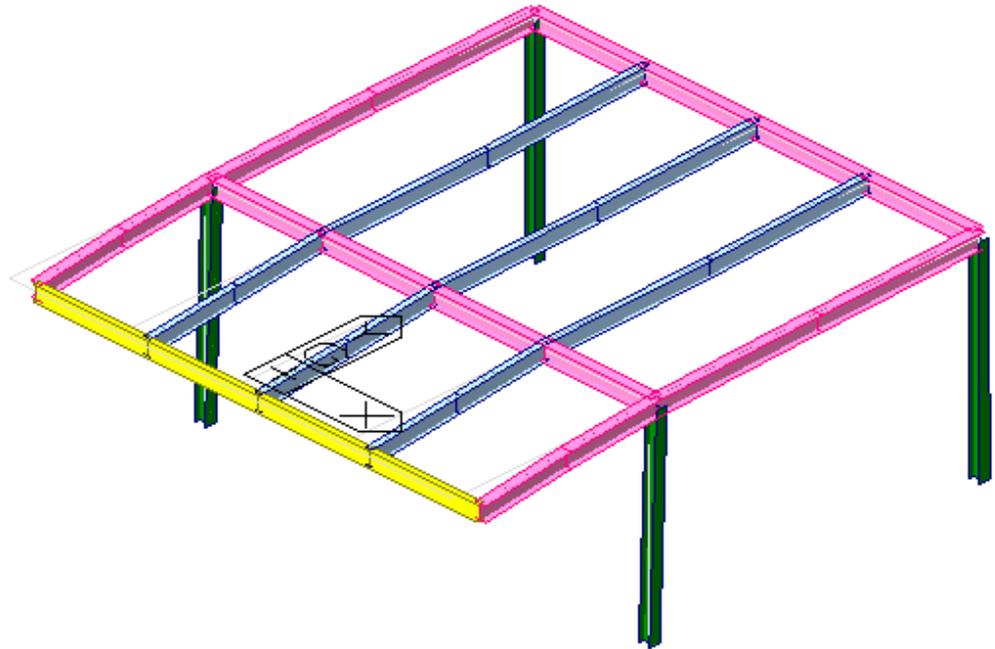
Direzione Y – Modo 1

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante raggiunta (in rosso il modo relativo alla direzione X e in verde quello relativo alla direzione Y):

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	19.1576	3.0490	0.3280	5.6771e-080								
2	22.5856	3.5946	0.2782	3.1102e-078								
3	27.3438	4.3519	0.2298	1.4619e-076								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0625	0.0625	96.3665	96.3665	0.0153	0.0153	0.0137	0.0137	0.0235	0.0235	3.3275	3.3275
2	71.6108	71.6733	0.5396	96.9061	0.0154	0.0307	0.0153	0.0290	0.0256	0.0491	27.5833	30.9108
3	28.0820	99.7552	2.8337	99.7398	0.0001	0.0308	0.0006	0.0296	0.0004	0.0495	69.0755	99.9864

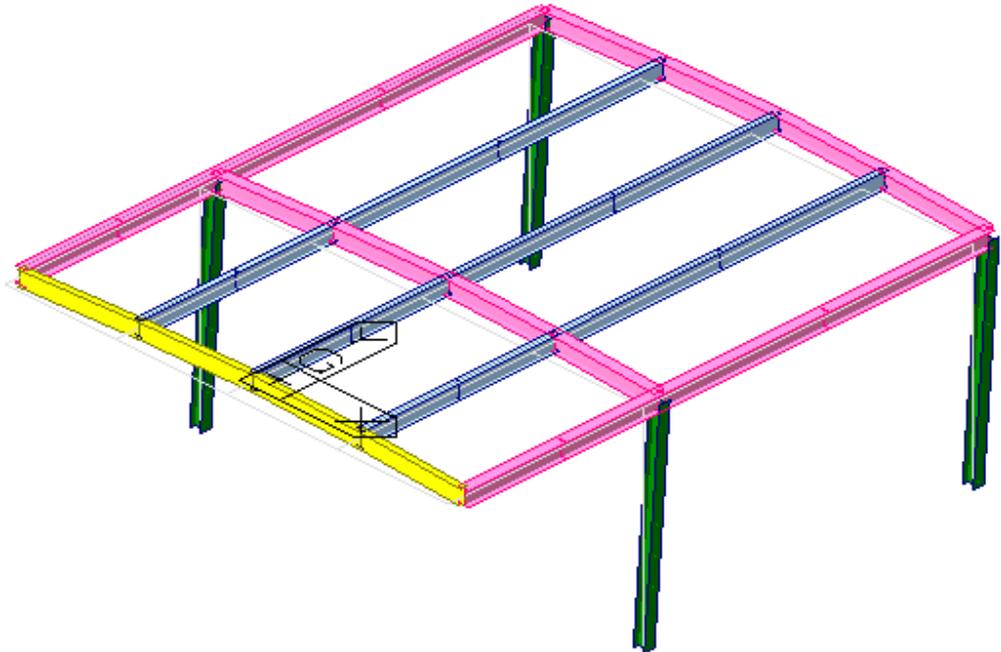
Struttura in acciaio (frangisole)

```
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
VIBRATION MODE  
-----  
FREQUENCY  
(CYCLE/SEC)  
2.468993  
NATURAL PERIOD  
(SEC)  
0.405023  
MPM(%)  
DX= 45.066913  
DY= 0.000000  
DZ= 0.000000  
RX= 0.000000  
RY= 45.066913  
Mode 2  
-----  
MAX : 703  
MIN : 49  
-----  
FILE: 1044_I_Fra~  
UNIT: kN,m
```



Direzione X – Modo 2

```
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
VIBRATION MODE  
-----  
FREQUENCY  
(CYCLE/SEC)  
2.263630  
NATURAL PERIOD  
(SEC)  
0.441768  
MPM(%)  
DX= 0.000000  
DY= 94.801778  
DZ= 0.000000  
RX= 94.801778  
RY= 0.000000  
Mode 1  
-----  
MAX : 711  
MIN : 5  
-----  
FILE: 1044_I_Fra~  
UNIT: kN,m
```



Direzione Y – Modo 1

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante raggiunta (in rosso il modo relativo alla direzione X e in verde quello relativo alla direzione Y).

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	14.2228	2.2636	0.4418	0.0000e+000								
2	15.5131	2.4690	0.4050	0.0000e+000								
3	20.7064	3.2955	0.3034	0.0000e+000								
4	23.9384	3.8099	0.2625	0.0000e+000								
5	24.0608	3.8294	0.2611	0.0000e+000								
6	26.4120	4.2036	0.2379	0.0000e+000								
7	32.9136	5.2384	0.1909	0.0000e+000								
8	37.8101	6.0177	0.1662	0.0000e+000								
9	39.9471	6.3578	0.1573	0.0000e+000								
10	62.9384	10.0170	0.0998	0.0000e+000								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	94.8018	94.8018	0.0000	0.0000	94.8018	94.8018	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	45.0669	45.0669	0.0000	94.8018	0.0000	0.0000	0.0000	94.8018	45.0669	45.0669	41.6468	41.6468
3	24.4963	69.5632	0.0000	94.8018	0.0000	0.0000	0.0000	94.8018	24.4963	69.5632	30.2504	71.8971
4	0.0000	69.5632	1.1021	95.9038	0.0000	0.0000	1.1021	95.9038	0.0000	69.5632	0.0000	71.8971
5	0.1100	69.6732	0.0000	95.9038	0.0000	0.0000	0.0000	95.9038	0.1100	69.6732	0.0223	71.9194
6	0.8372	70.5104	0.0000	95.9038	0.0000	0.0000	0.0000	95.9038	0.8372	70.5104	4.7662	76.6856
7	28.6896	99.2000	0.0000	95.9038	0.0000	0.0000	0.0000	95.9038	28.6896	99.2000	13.2369	89.9225
8	0.2783	99.4783	0.0000	95.9038	0.0000	0.0000	0.0000	95.9038	0.2783	99.4783	9.9070	99.8294
9	0.0000	99.4783	4.0902	99.9940	0.0000	0.0000	4.0902	99.9940	0.0000	99.4783	0.0000	99.8294
10	0.0000	99.4783	0.0004	99.9944	0.0000	0.0000	0.0004	99.9944	0.0000	99.4783	0.0000	99.8294

12.2.2 Verifica della platea di fondazione

La platea di fondazione viene calcolata su suolo elastico alla Winkler assumendo una molla pari a $k=1.00 \text{ kg/cm}^3$ e alla luce dei carichi permanenti e accidentali applicati sulla medesima. La progettazione e la verifica delle fondazioni avviene nel rispetto del paragrafo §7.2.5 – D.M. 14.01.2008.

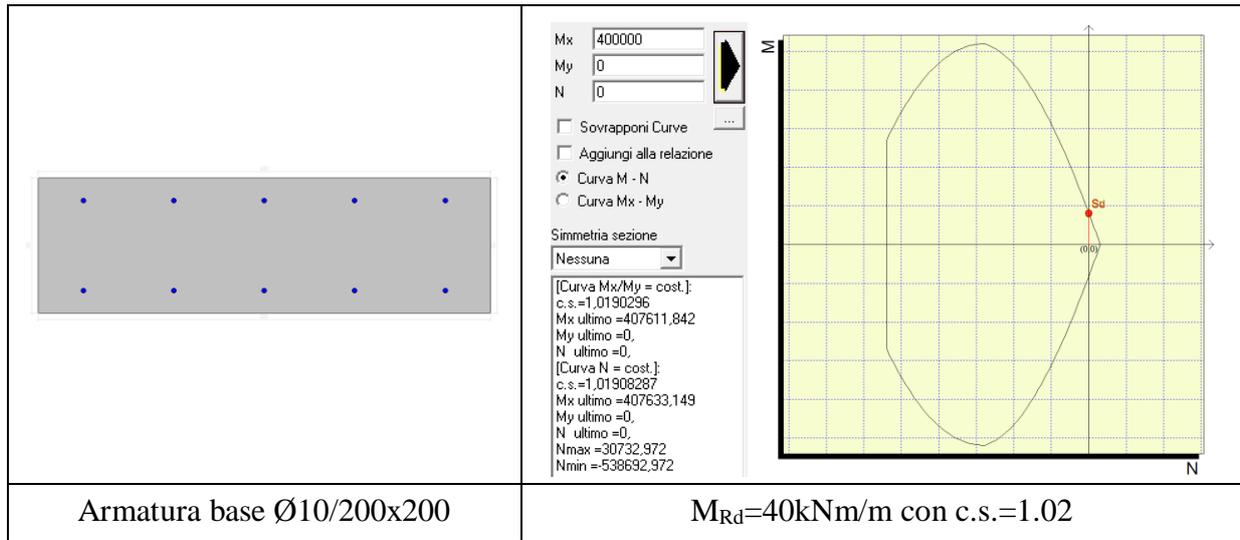
Le verifiche sono state eseguite per mezzo di PresFle®: tutti i risultati sono espressi in daN/cm^2 .

12.2.2.1 Verifica a flessione allo SLU

Il dimensionamento della platea di fondazione di spessore $\neq 300\text{mm}$ ed il relativo calcolo dell'armatura viene condotto agli Stati Limite Ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni.

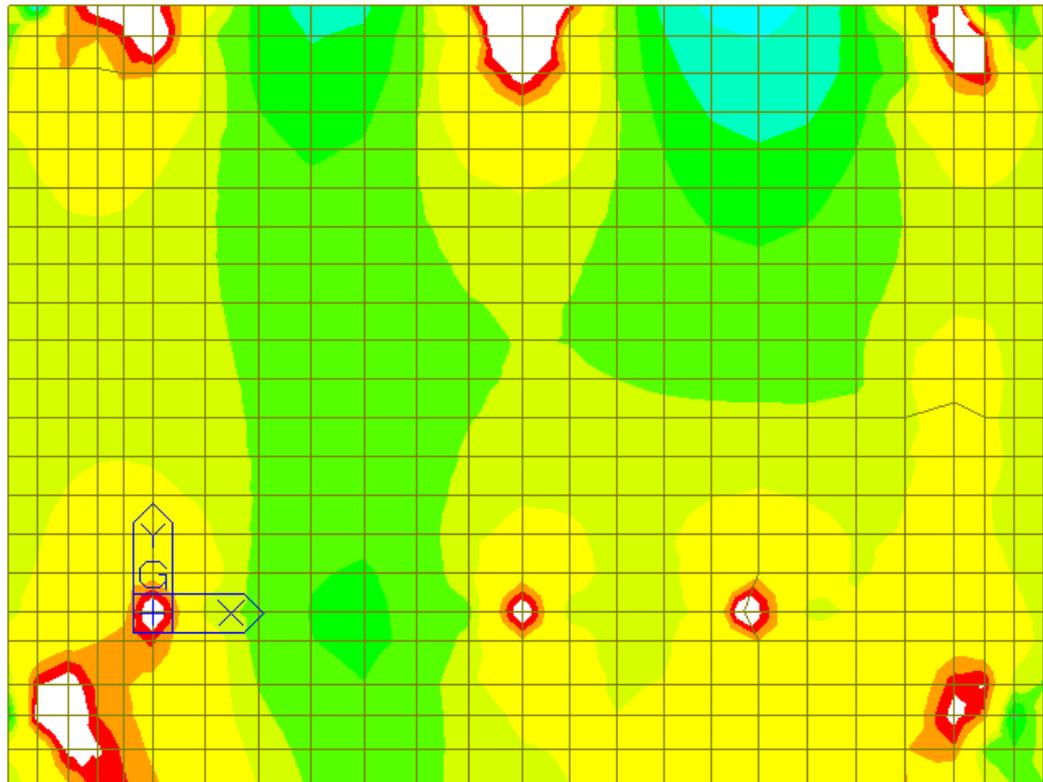
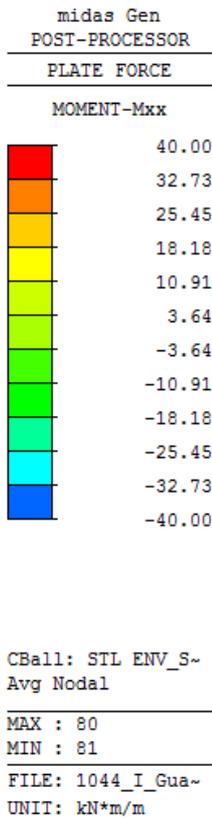
Armatura diffusa Ø10/200x200

La sezione di progetto viene armata con armatura diffusa Ø10/200x200 superiormente e inferiormente, la quale restituisce un momento resistente di $M_{Rd}=40 \text{ kNm/m}$.



Si pone tale valore nella mappa cromatica sia in corrispondenza delle fibre inferiori che superiormente. Le zone in bianco in corrispondenza della posizione dei pilastri sono aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente: in tali zone si prevede un infitimento dell'armatura a flessione.

Momento Mxx

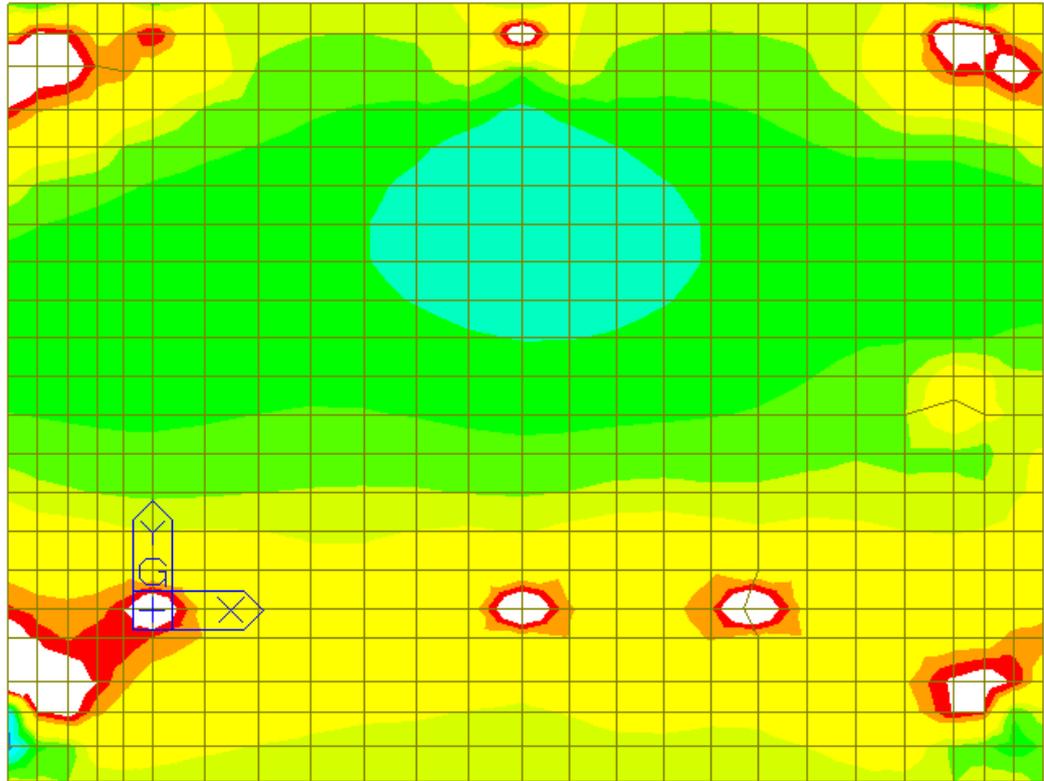


Momento Myy

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 MOMENT-Myy

40.00
32.73
25.45
18.18
10.91
3.64
-3.64
-10.91
-18.18
-25.45
-32.73
-40.00

CBall: STL ENV_S~
 Avg Nodal
 MAX : 630
 MIN : 633
 FILE: 1044_I_Gua~
 UNIT: kN*m/m



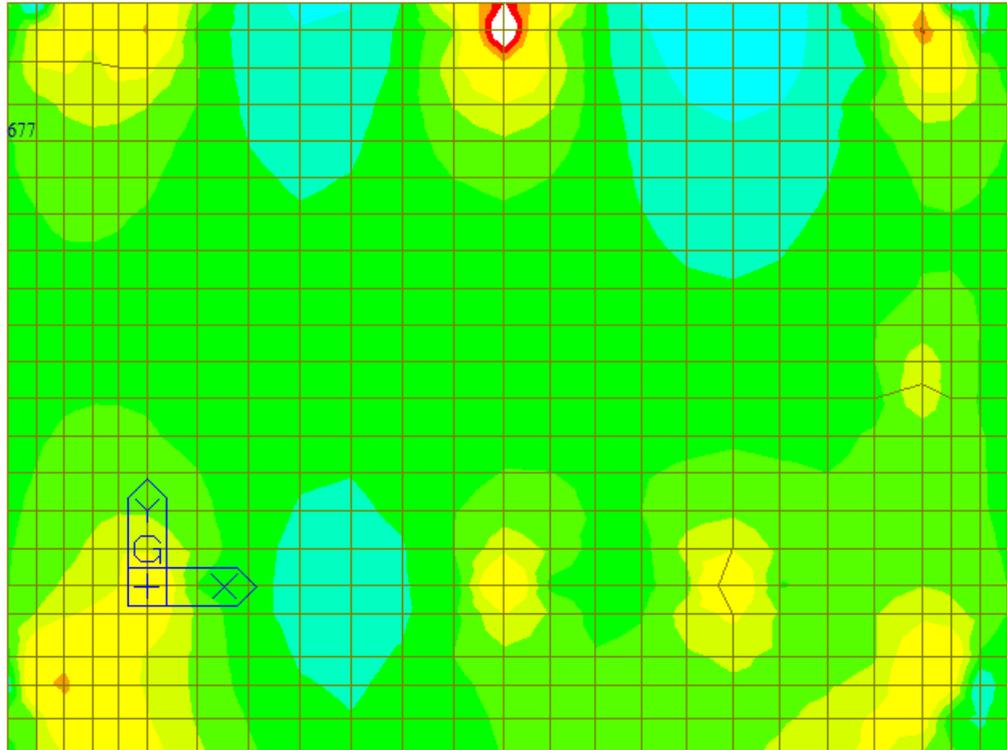
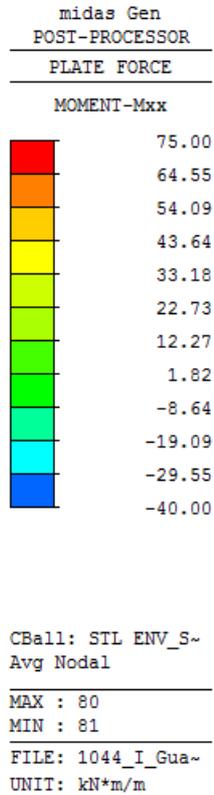
Armatura di infittimento Ø10/200 e Ø14/200

Le zone in bianco rappresentano aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente valutato con armatura base. In tali zone è previsto un infittimento inferiore dell'armatura a flessione in direzione XX e YY, inserendo Ø10/200.

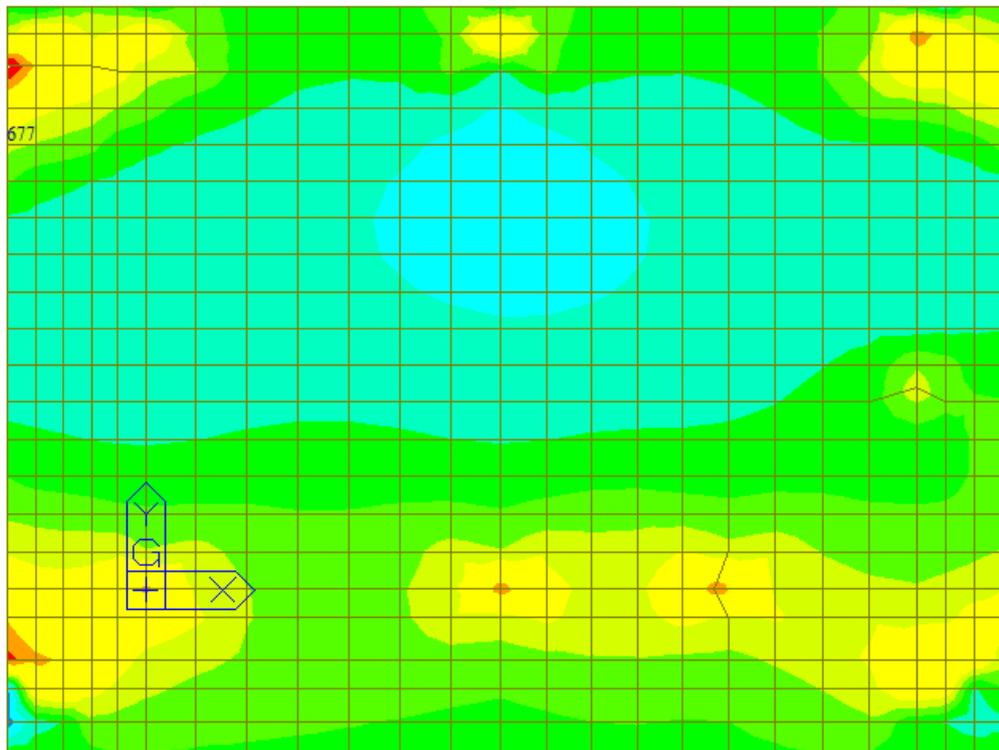
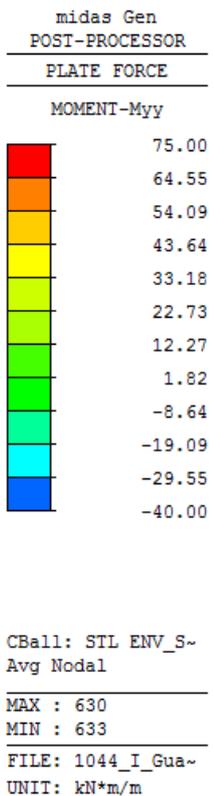
	<p>Mx 750000 My 0 N 0</p> <p><input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My</p> <p>Simmetria sezione Nessuna</p> <p>[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=1,0117052 Mx ultimo =758778,897 My ultimo =0, N ultimo =0, N ultimo =0, [Curva N = cost.]: c.s.=1,01190766 Mx ultimo =758930,745 My ultimo =0, N ultimo =0, Nmax =46099,457 Nmin =554059,457</p>	
<p>Armatura base Ø10/200x200 Armatura infittimento inf. Ø10/200</p>	<p>$M_{Rd}=75kNm/m$ con c.s.=1.02</p>	

Si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente della sezione armata $M_{Rd} = 75 \text{ kNm/m}$ agli SLU:

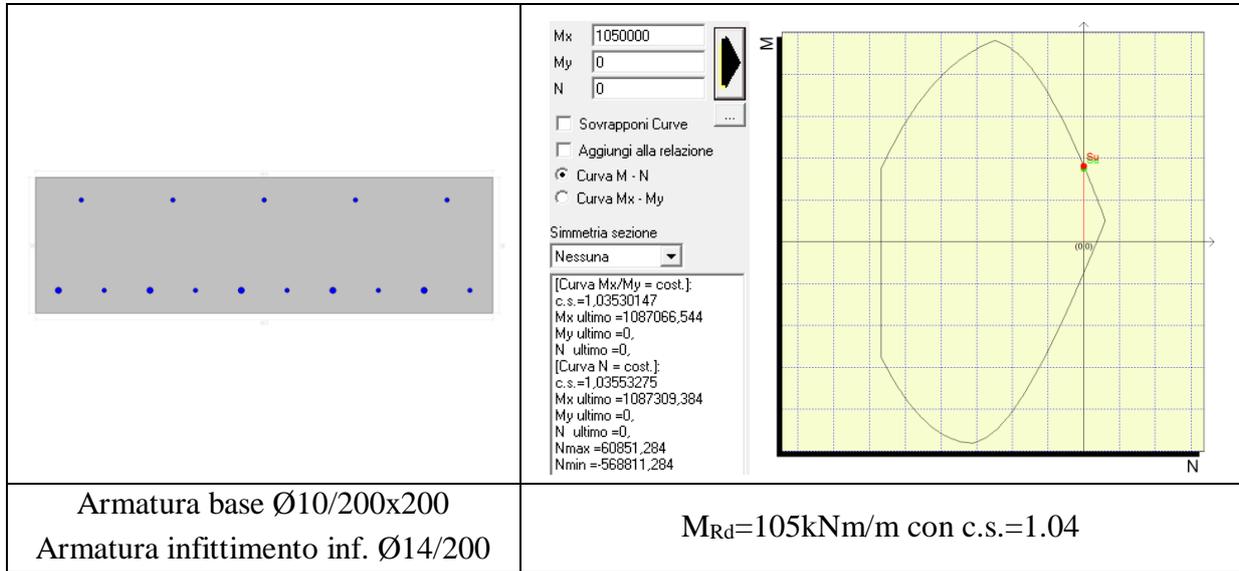
Momento M_{xx}



Momento M_{yy}

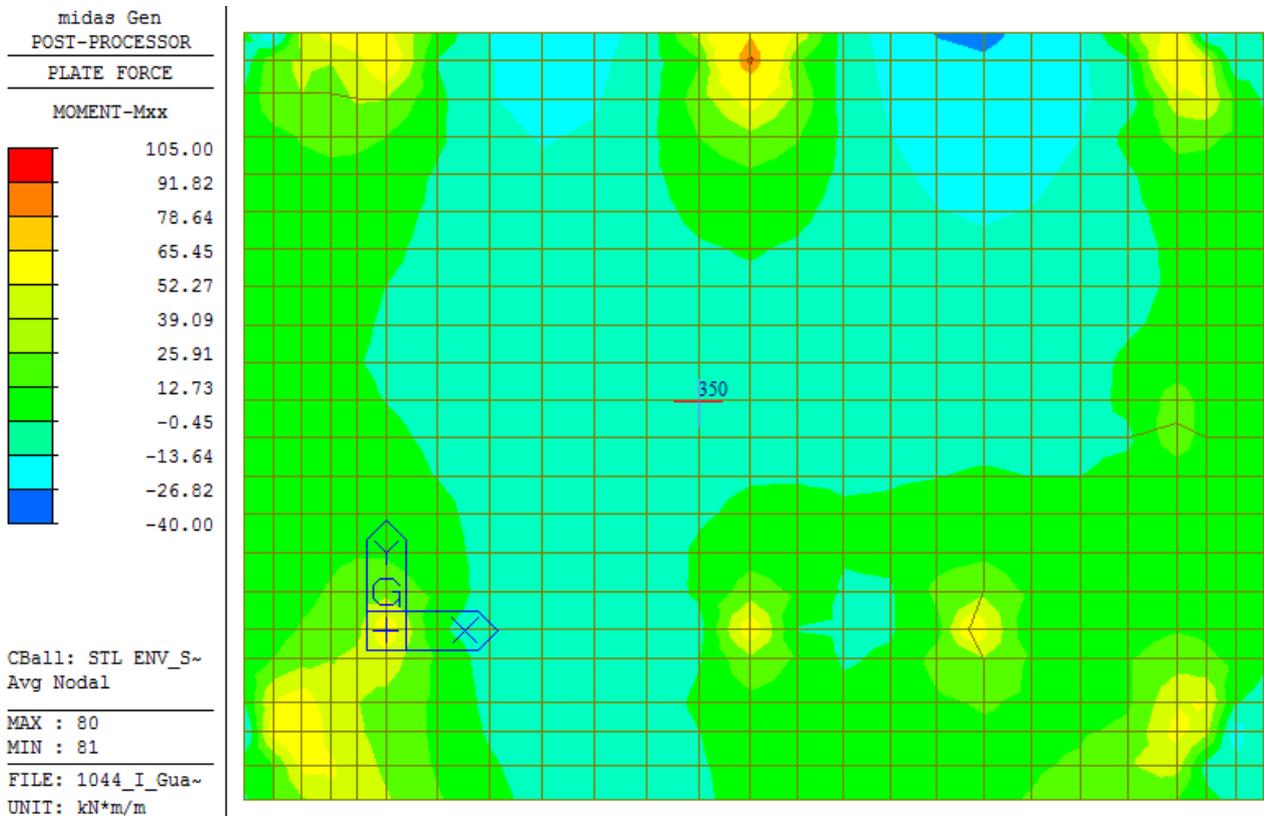


L'area bianca rimanente viene armata prevedendo un infittimento inferiore dell'armatura a flessione in direzione XX con inserimento di Ø14/200.



Si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente della sezione armata $M_{Rd} = 105 \text{ kNm/m}$ agli SLU:

Momento M_{xx}



La verifica è soddisfatta.

12.2.2.2 Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE

La verifica alle tensioni di esercizio della fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quasi permanente e verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 0.60 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

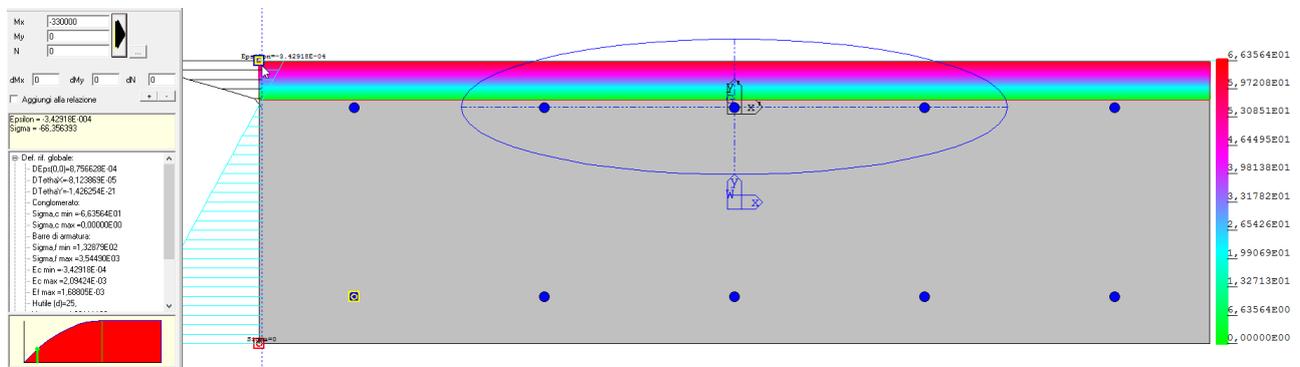
$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE:

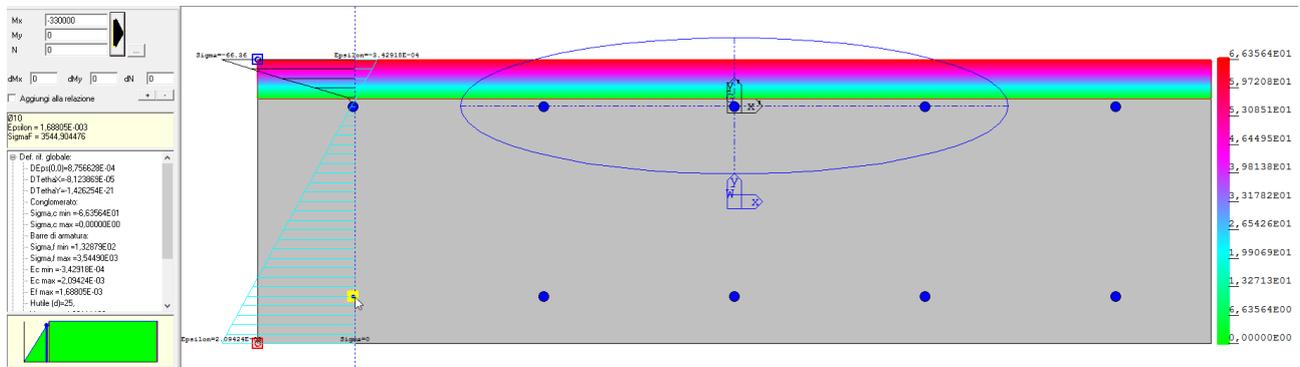
$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Armatura diffusa Ø10/200x200



$$\sigma_{c,max} = 6.64 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$$

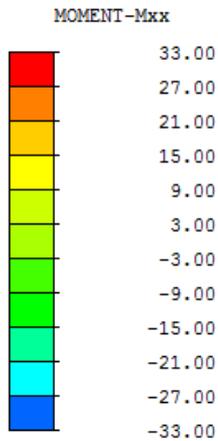


$$\sigma_{s,max} = 354 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

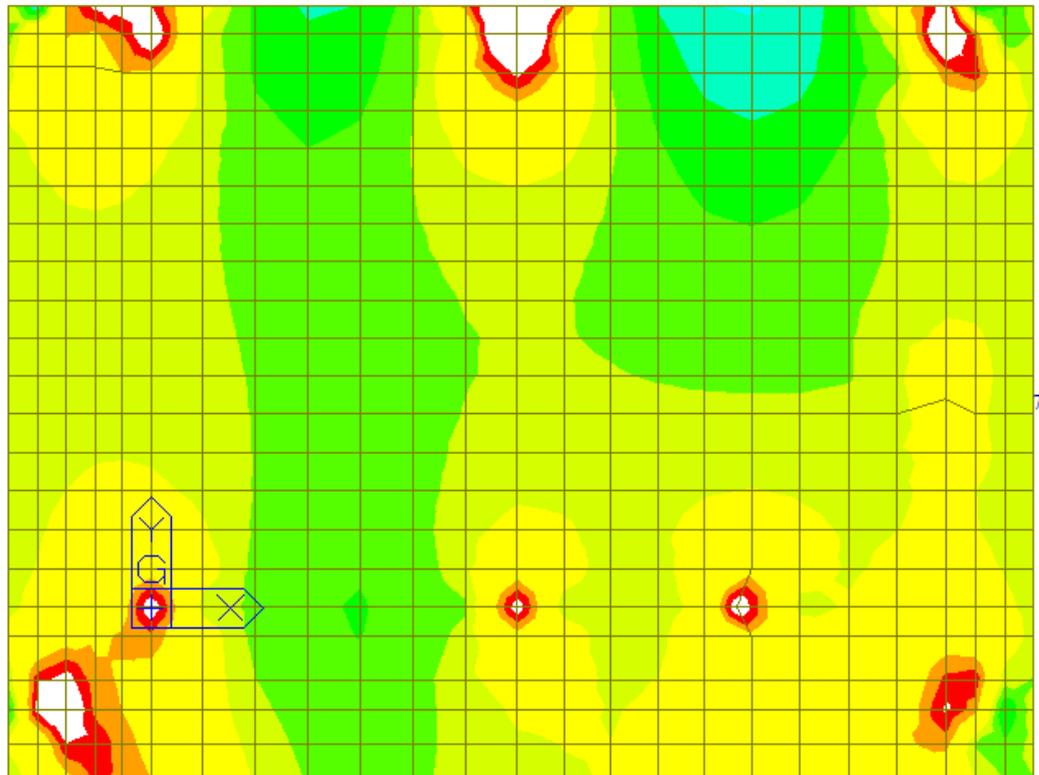
Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 33 \text{ kNm/m}$ in direzione XX e YY agli SLE.

Momento M_{xx}

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

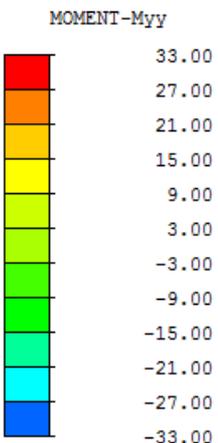


CBall: STL ENV_S-
 Avg Nodal
 MAX : 80
 MIN : 81
 FILE: 1044_I_Gua-
 UNIT: kN*m/m

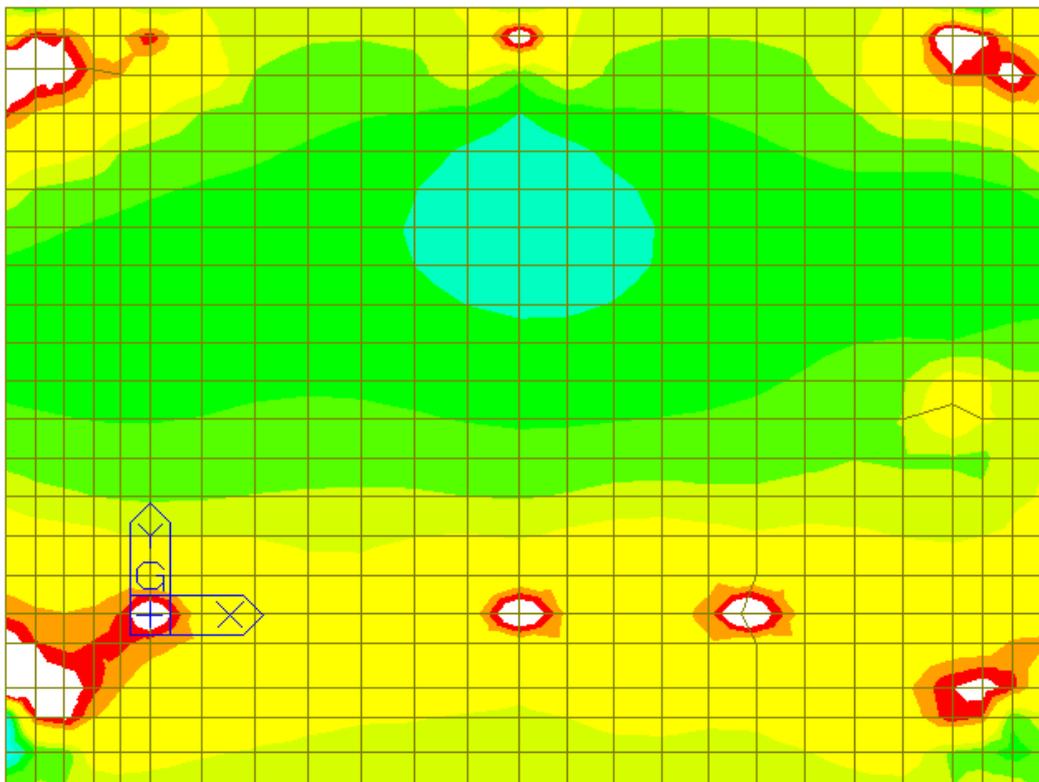


Momento M_{yy}

midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

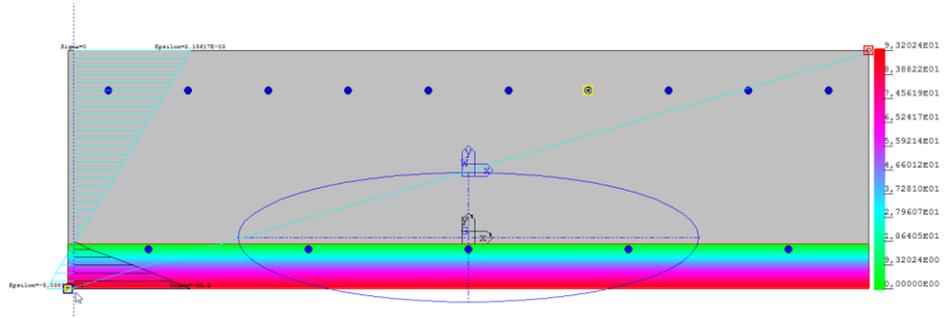


CBall: STL ENV_S-
 Avg Nodal
 MAX : 630
 MIN : 633
 FILE: 1044_I_Gua-
 UNIT: kN*m/m

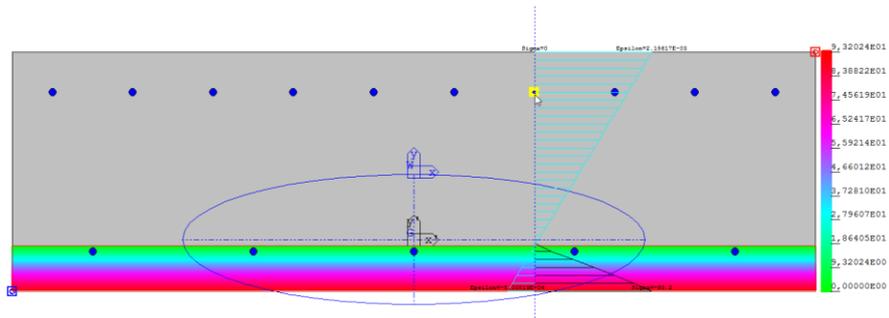


Armatura di infittimento Ø10/200

Le zone in bianco rappresentano aree in cui il momento sollecitante è superiore a quello resistente valutato con armatura base. In tali zone è previsto si prevede un infittimento, che restituisce:



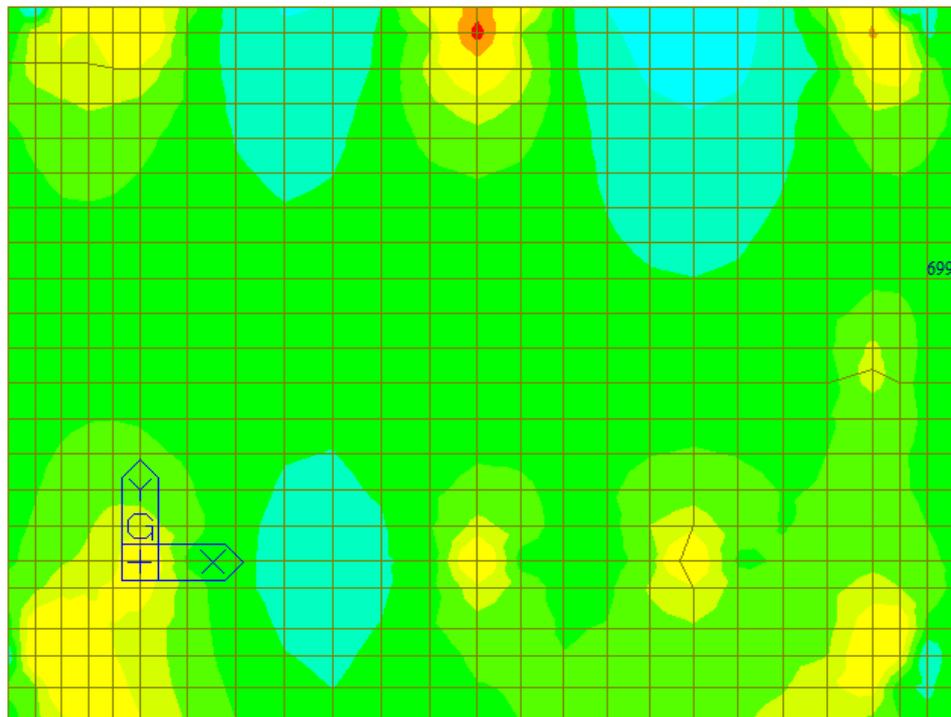
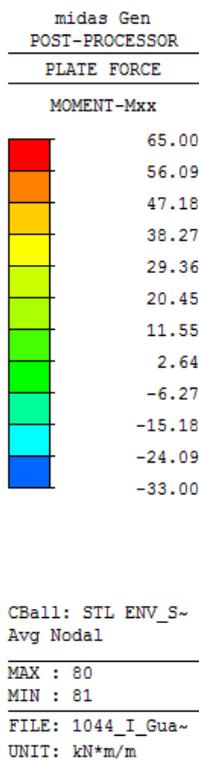
$$\sigma_{c,max} = 9.32 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$$



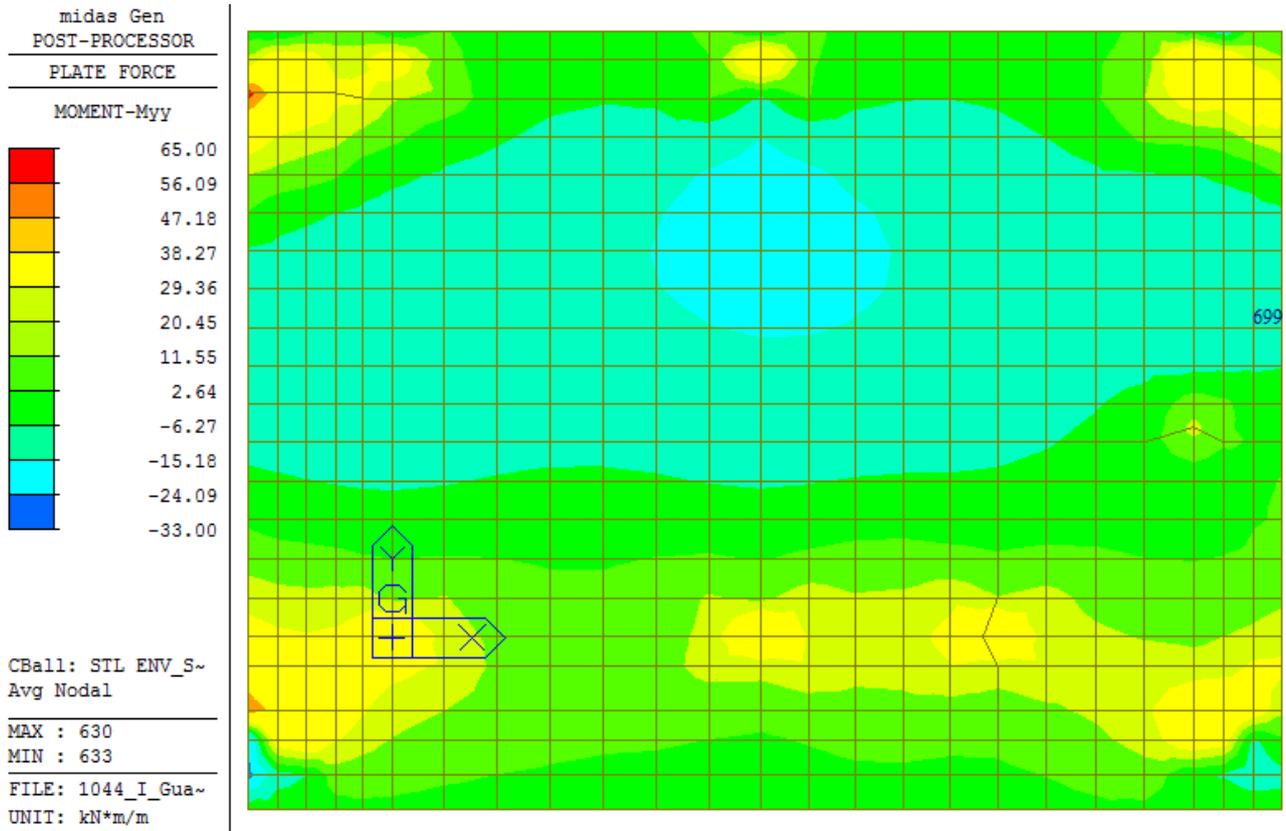
$$\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 65 \text{ kNm/m}$ in direzione XX e YY agli SLE.

Momento Mxx



Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

12.2.2.3 Verifica a fessurazione allo SLE

La verifica di fessurazione della platea di fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale molto aggressiva corrispondente alla combinazione quasi permanente e frequente con apertura di fessure di ampiezza massima pari a:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

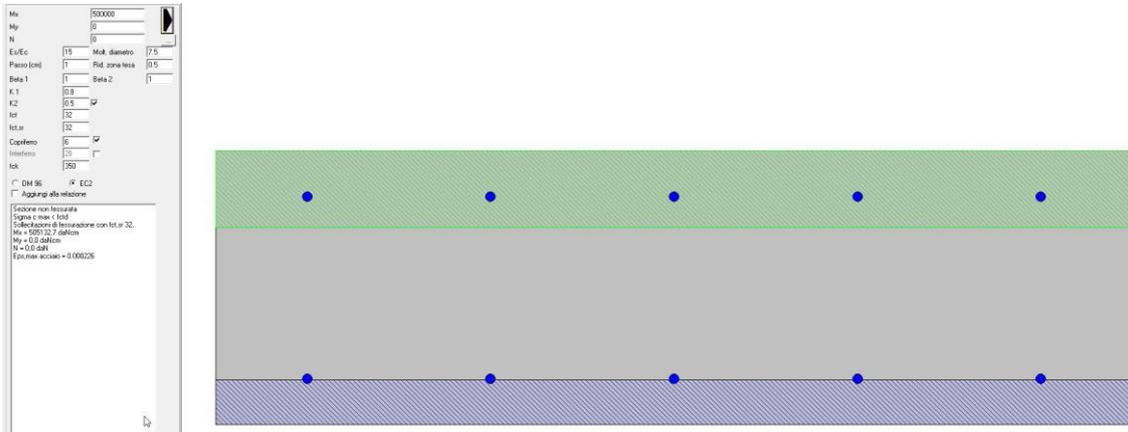
$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

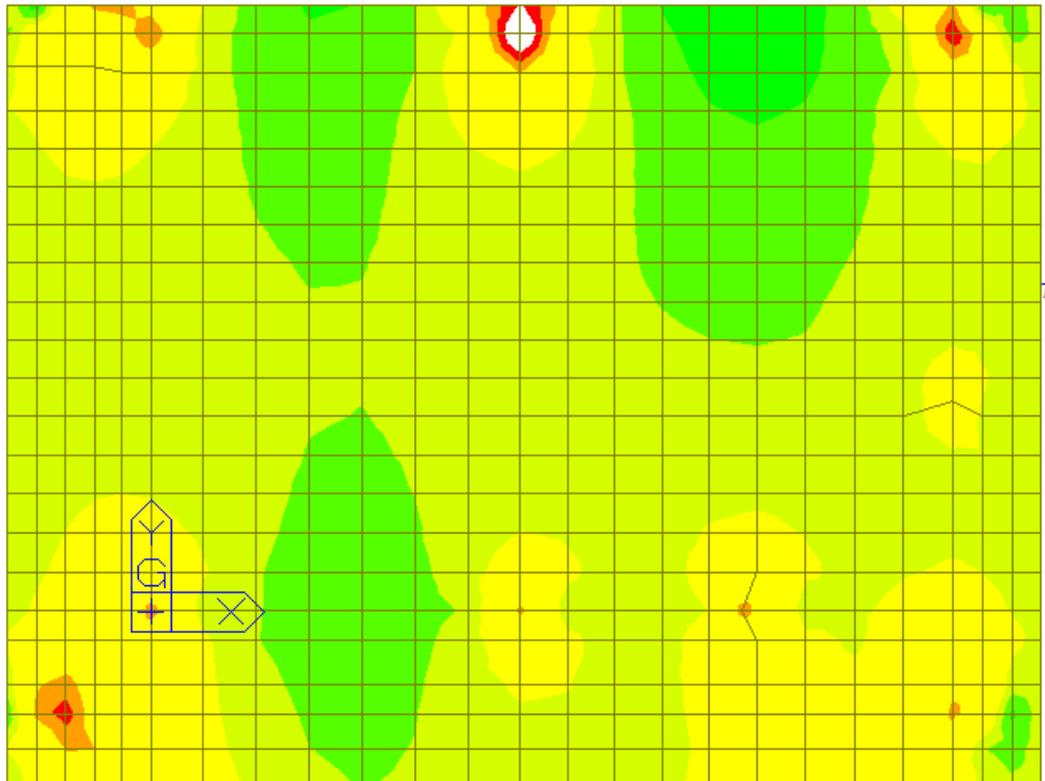
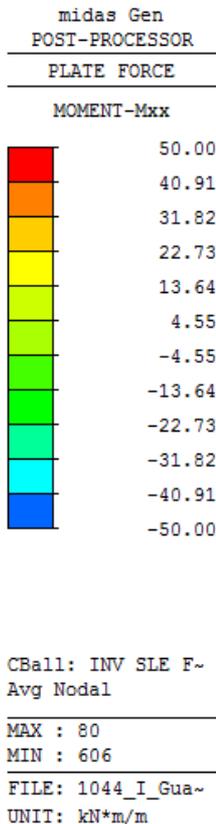
Armatura diffusa Ø10/200x200

La platea con armatura base restituisce un momento resistente $M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m}$ che impedisce l'apertura di fessure:

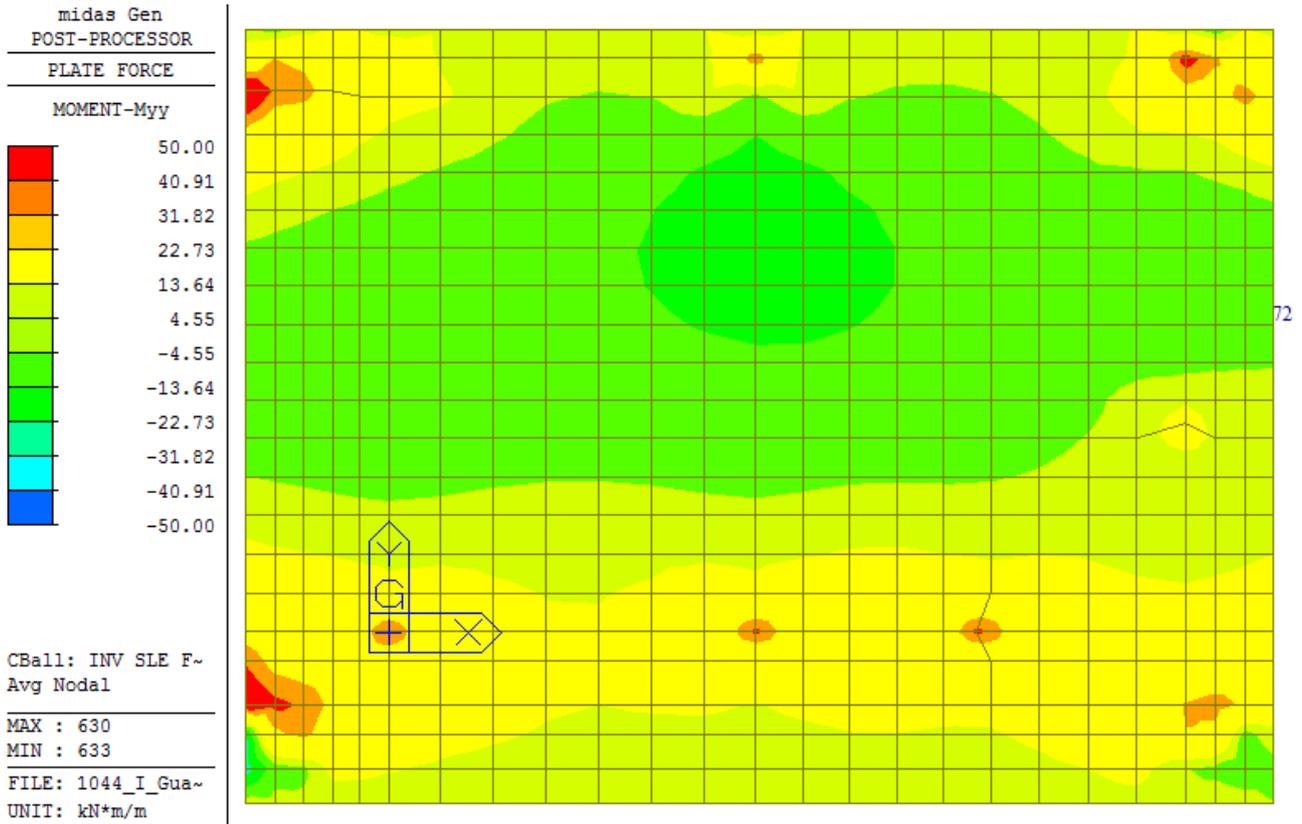


Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromatiche, i momenti resistenti della sezione:

Momento Mxx



Momento Myy

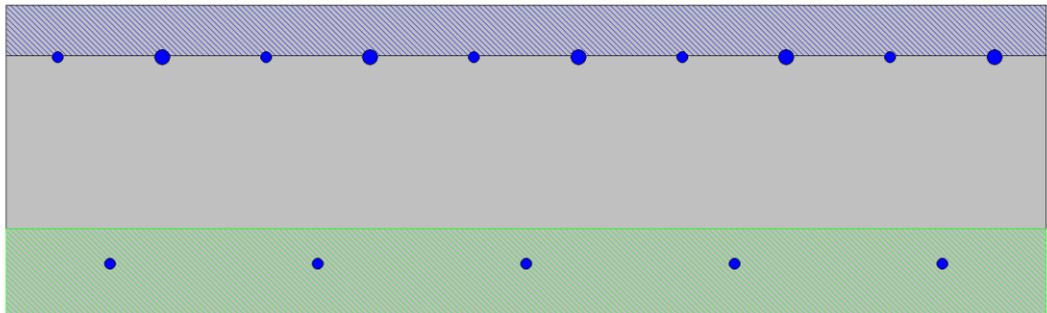


Armatura infittimento Ø14/200

La platea con armatura base restituisce un momento resistente $M_{Rd} = 90 \text{ kNm/m}$ che impedisce limita l'apertura delle fessure:

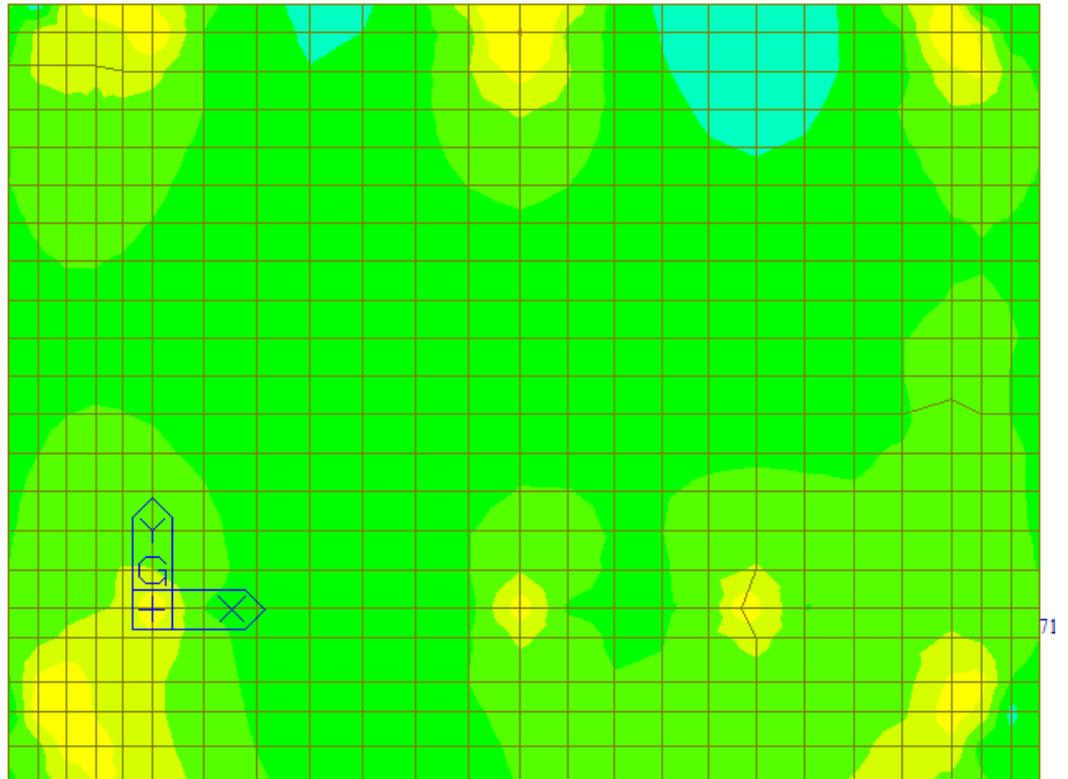
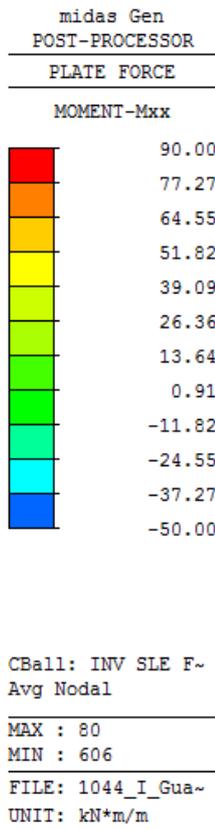
DM 95 EC2
 Aggiungi alla selezione

Acc. eff = 836.5 cmq
 As. eff = 3.9 cmq
 h_{tot} = 1.8902 mm
 h_{eff} = h_{tot} - 1.8802 mm
 S_{int} = 585.1 mm
 E_{sp} = 0.003212
 Copriferro = 4.0
 Intersfondo = 20.0
 Sollecitazioni di flessione con tot. sr 32.
 M_x = 251894.5 daNcm
 M_y = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN



Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromatiche, i momenti resistenti della sezione.

Momento Mxx



La verifica è soddisfatta.

12.2.3 Verifica degli elementi in c.a.

Nei paragrafi seguenti si riportano le sollecitazioni e le verifiche delle travi e dei pilastri.

12.2.3.1 Verifica delle travi portanti principali 300x300mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuপি delle sollecitazioni agenti sulle travi agli SLU/SLV:

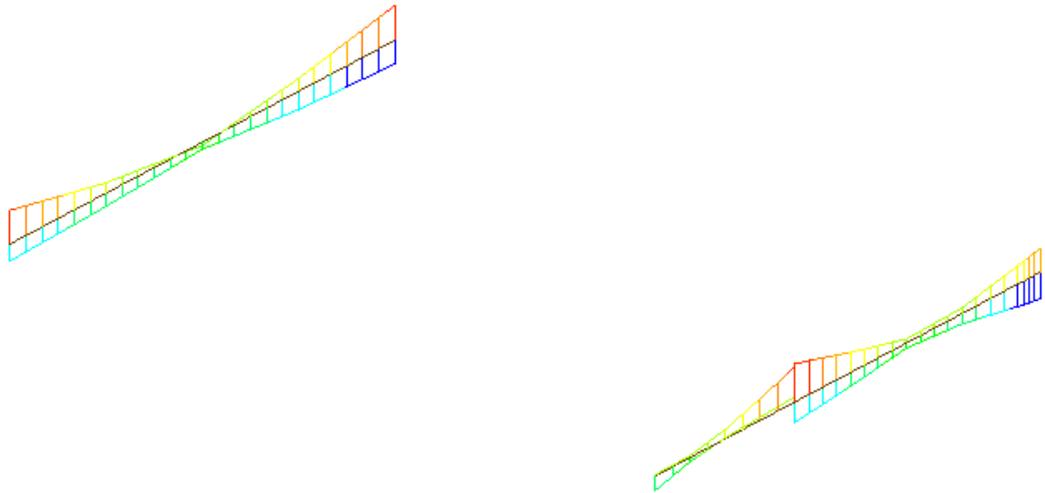
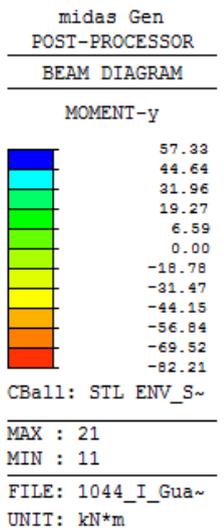


Figura 25 – Involuppo dei Momenti flettenti allo SLU/SLV

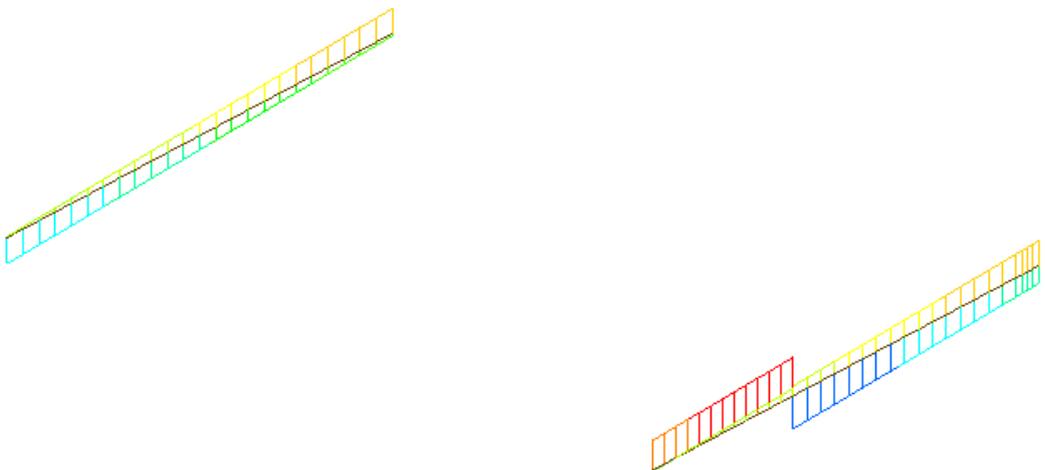
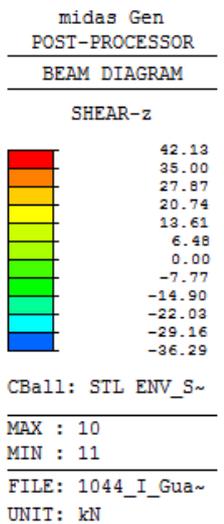


Figura 26 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

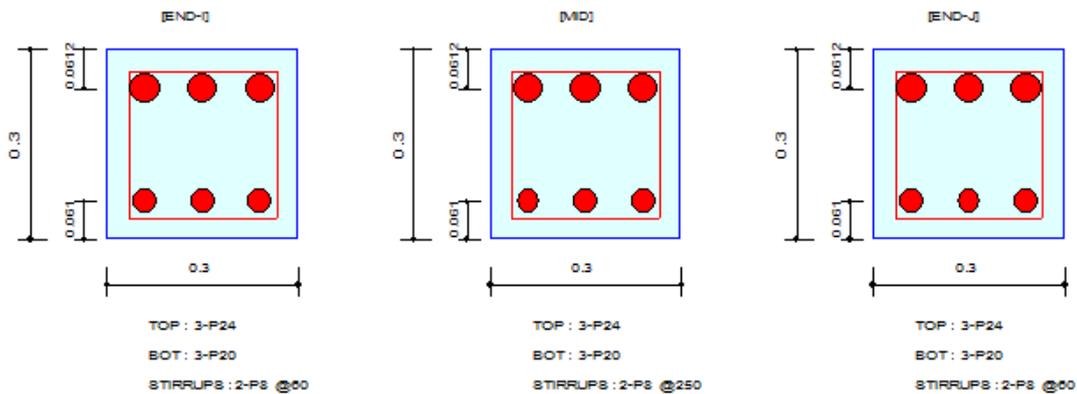
Le travi sono armate con 3Ø24 superiori e 3Ø20 inferiori, prevedendo staffe Ø8/60-250.

Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System : kN, m
Material Data : $f_{ck} = 35000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa	
Section Property : T 30x30 (No : 2)	Beam Span : 7.85 m

Section Diagram



Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	69	68	68
Moment (M_{Ed})	71.83	82.21	74.53
Factored Strength (M_{Rd})	104.61	104.61	104.61
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.6867	0.7859	0.7125
Neutral Axis (x/d)	0.3379	0.3379	0.3379
(+) Load Combination No.	37	36	37
Moment (M_{Ed})	36.79	43.92	57.33
Factored Strength (M_{Rd})	76.16	76.16	76.16
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.4831	0.5766	0.7527
Neutral Axis (x/d)	0.2725	0.2725	0.2725
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0014	0.0014	0.0014
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	36	36	87
Factored Shear Force (V_{Ed})	39.16	39.16	35.48
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	66.64	66.64	66.62
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	140.28	33.67	140.17
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0017	0.0004	0.0017
Using Stirrups Spacing	2-P8 @60	2-P8 @250	2-P8 @60
Shear Ratio by Conc	0.5876	0.5876	0.5325
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.2791	1.1630	0.2531
Check Ratio	0.5876	0.5876	0.5325

Poiché i limiti di armatura imposti da normativa sono rispettati:

SEZIONE APPOGGIO			
NTC 2008 - Limitazione Armatura			
7.4.6.2.1 - Travi			
	$f_{yk} =$	450	Mpa
Area acciaio tesa	$A_{STesa} =$	1356,48	mmq
Area acciaio compressa	$A_{SComp} =$	942	mmq
base sezione	$b =$	300	mm
altezza sezione	$h =$	300	mm
Rapporto geometrico armatura tesa	$\rho =$	0,015072	
Rapporto geometrico armatura compressa	$\rho_{comp} =$	0,010467	
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$			
VERIFICA			
0,31 < 1,51 < 1,82			

SEZIONE CAMPATA			
NTC 2008 - Limitazione Armatura			
7.4.6.2.1 - Travi			
	$f_{yk} =$	450	Mpa
Area acciaio tesa	$A_{STesa} =$	942	mmq
Area acciaio compressa	$A_{SComp} =$	1356,48	mmq
base sezione	$b =$	300	mm
altezza sezione	$h =$	300	mm
Rapporto geometrico armatura tesa	$\rho =$	0,010467	
Rapporto geometrico armatura compressa	$\rho_{comp} =$	0,015072	
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$			
VERIFICA			
0,31 < 1,05 < 2,28			

La verifica è soddisfatta.

12.2.3.2 Verifica delle travi portanti principali 450x300mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuপি delle sollecitazioni agenti sulle travi agli SLU/SLV:

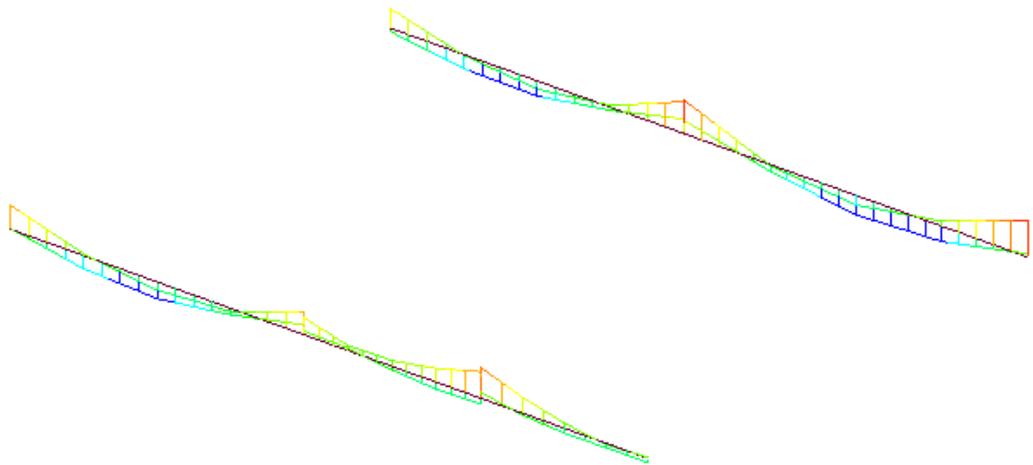
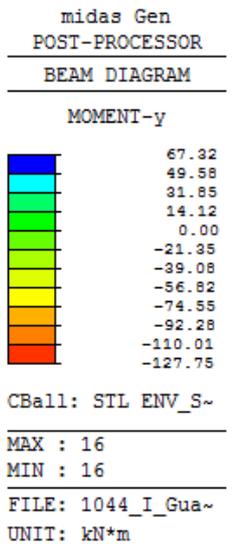


Figura 27 – Involuppo dei Momenti flettenti allo SLU/SLV

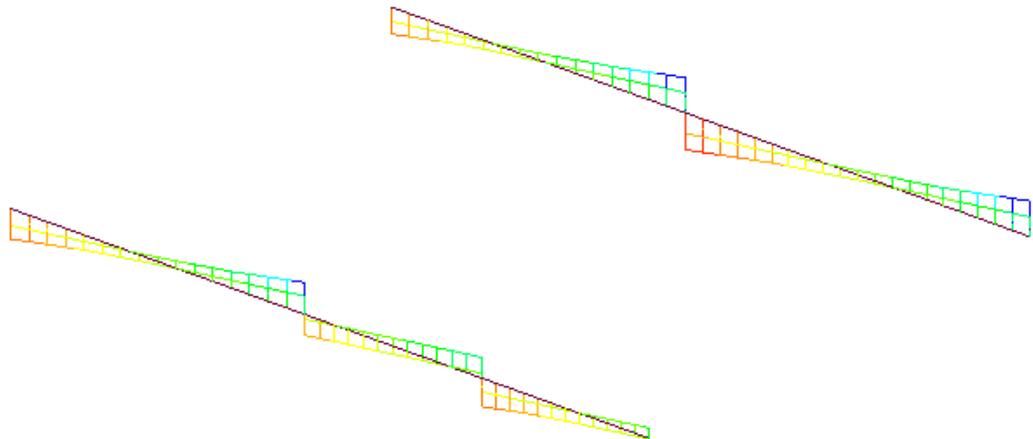
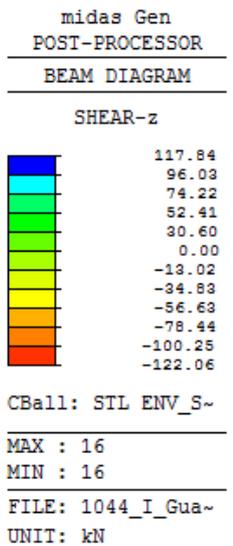


Figura 28 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Le travi sono armate con 3Ø24 superiori e 4Ø16 inferiori longitudinali base, con staffe Ø8/60-120. Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

SEZIONE APPOGGIO			
NTC 2008 - Limitazione Armatura			
7.4.6.2.1 - Travi			
	fyk=	450	Mpa
Area acciaio tesa	ASTesa=	1808.64	mmq
Area acciaio compressa	ASComp=	803.84	mmq
base sezione	b=	450	mm
altezza sezione	h=	300	mm
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ=	0.013397	
Rapporto geometrico armatura compressa	ρcomp=	0.005954	
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$			
VERIFICA			
0.31 < 1.34 < 1.37			

SEZIONE CAMPATA			
NTC 2008 - Limitazione Armatura			
7.4.6.2.1 - Travi			
	fyk=	450	Mpa
Area acciaio tesa	ASTesa=	803.84	mmq
Area acciaio compressa	ASComp=	1808.64	mmq
base sezione	b=	450	mm
altezza sezione	h=	300	mm
Rapporto geometrico armatura tesa	ρ=	0.005954	
Rapporto geometrico armatura compressa	ρcomp=	0.013397	
$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$			
VERIFICA			
0.31 < 0.60 < 2.12			

La verifica è soddisfatta.

12.2.3.3 Verifica dei pilastri 250x300mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuপি delle sollecitazioni agenti sui pilastri agli SLU/SLV:

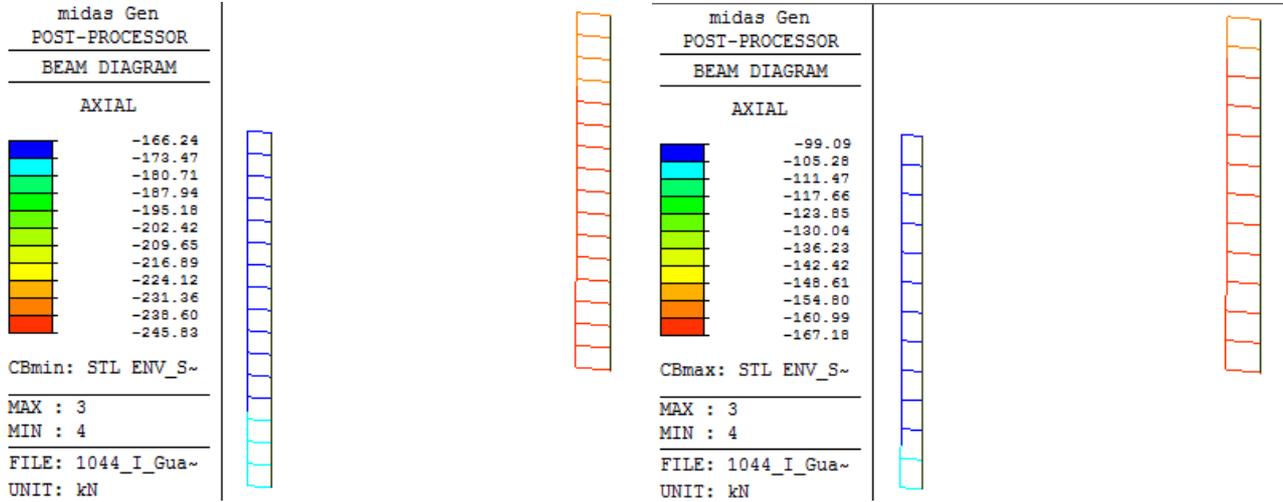


Figura 29 – Involuppo massimo (a sinistra) e minimo (a destra) dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

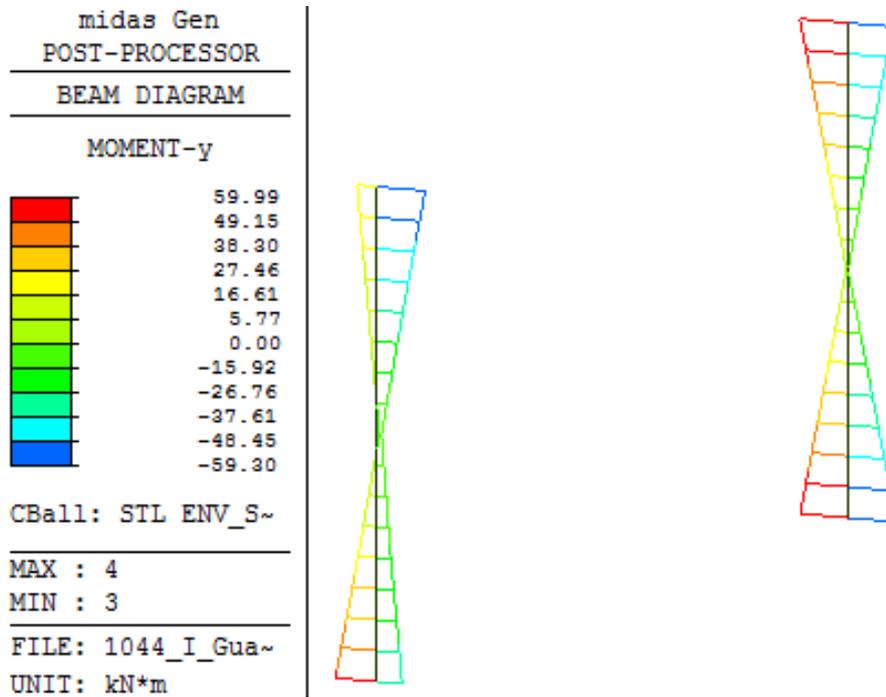


Figura 30 – Involuppo del Momento flettente in direzione y allo SLU/SLV

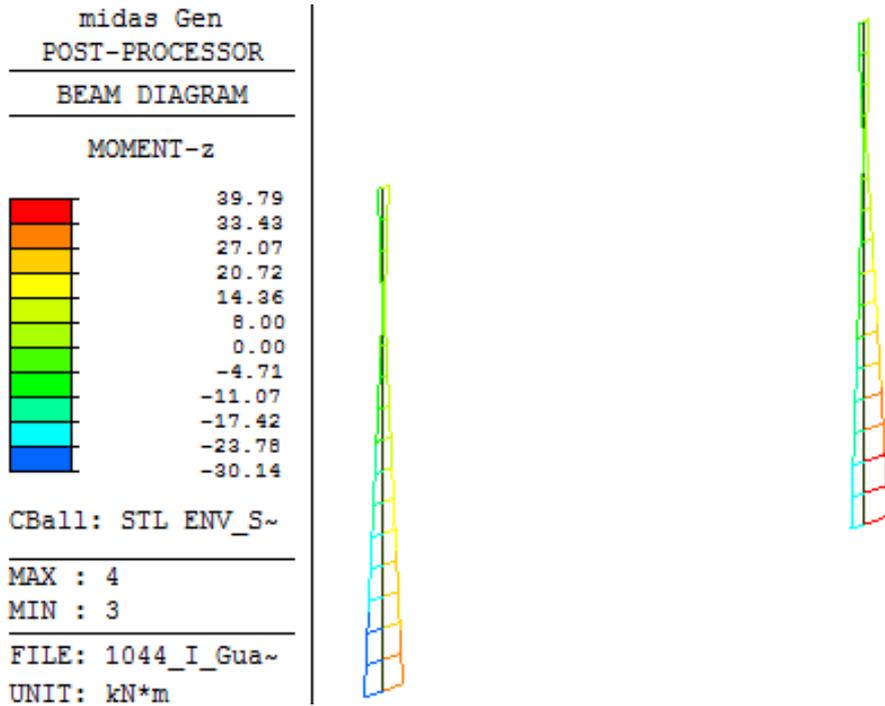


Figura 31 – Involuppo del Momento flettente in direzione z allo SLU/SLV

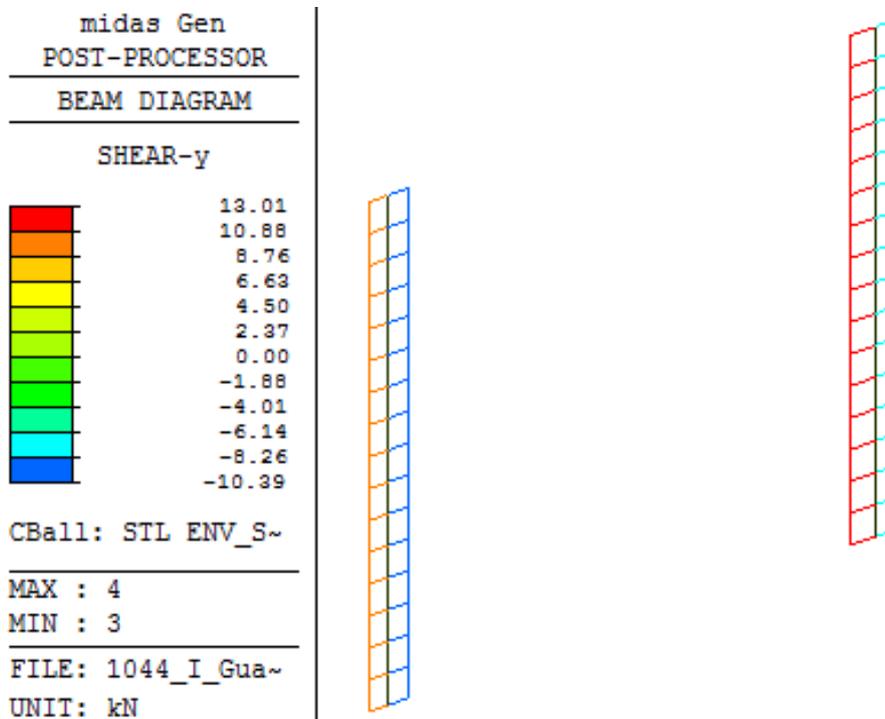


Figura 32 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione y allo SLU/SLV

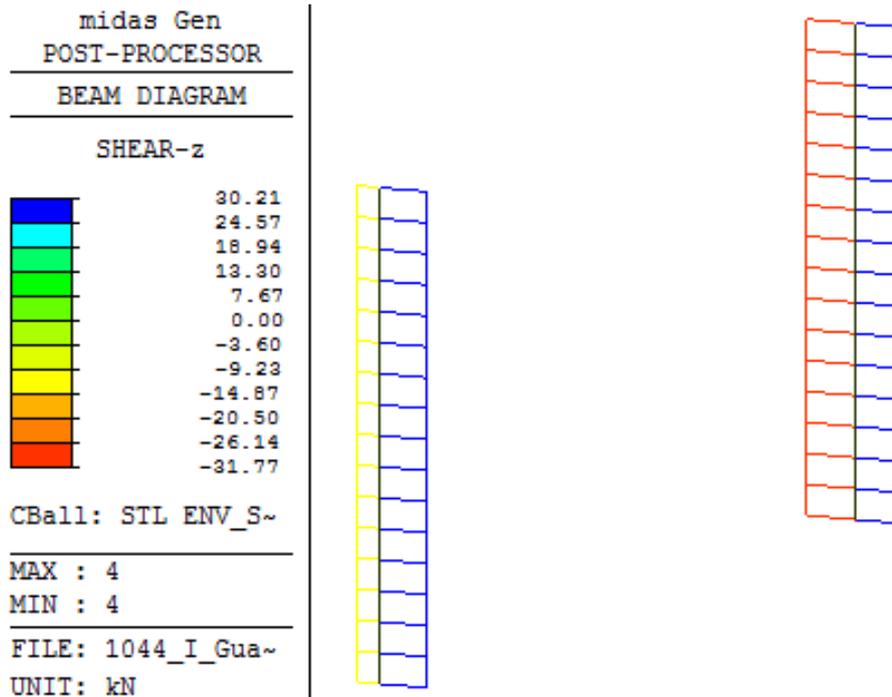


Figura 33 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione z allo SLU/SLV

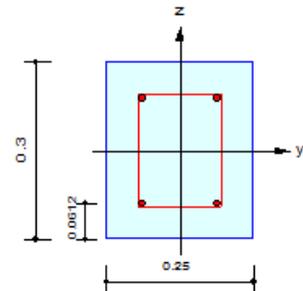
I pilastri sono armati con 4Ø24 longitudinali e staffe Ø10/50-110.
 Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4 (PM), 3 (Shear)
 Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 3.75 m
 Section Property : P 25x30 (No : 1)
 Rebar Pattern : 4 - 2 - P24 Ast = 0.001808 m² (Rhost = 0.024)

. Applied Loads

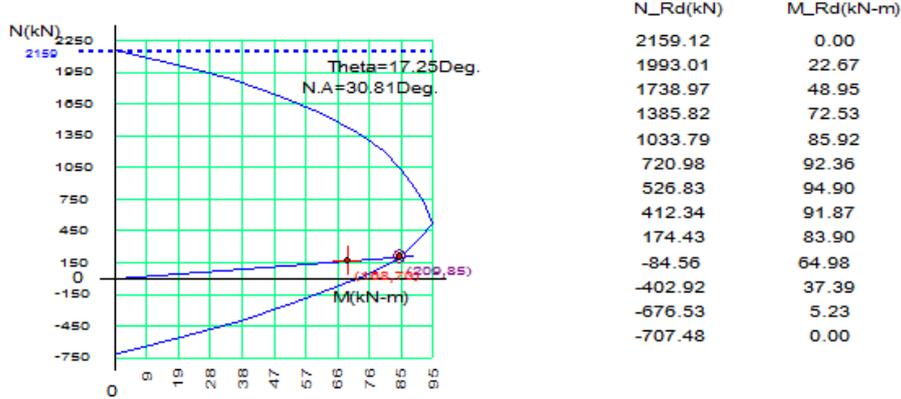
Load Combination : 32 AT (I) Point
 N_{Ed} = 167.534 kN M_{Edy} = 66.4493 kN-m M_{Edz} = 20.5111 kN-m
 M_{Ed} = SQRT(M_{Edy}² + M_{Edz}²) = 69.5429 kN-m



. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 2159.12 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 167.534 / 208.747	= 0.803 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Ed} /M _{Rd}	= 69.5429 / 85.1122	= 0.817 < 1.000 O.K
	M _{Edy} /M _{Rdy}	= 66.4493 / 81.2856	= 0.817 < 1.000 O.K
	M _{Edz} /M _{Rdz}	= 20.5111 / 25.2335	= 0.813 < 1.000 O.K
Normalized Axial Load Ratio	Nu _d / 0.65	= 0.116 / 0.650	= 0.178 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 47.5922 kN (Load Combination : 32)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/N_{Rdc} = 47.5922 / 63.3676 = 0.751
 Shear Ratio by $(V_{Rds} ; V_{Rdmax})$ V_{Ed}/N_{Rds} = 47.5922 / 265.753 = 0.179
 Shear Ratio V_{Ed}/N_{Rd} = 0.751 < 1.000 OK
 (Asw-H_use = 0.00316 m²/m, 2-P10 @50)

Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 47.5922 kN (Load Combination : 32)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/N_{Rdc} = 47.5922 / 63.7874 = 0.746
 Shear Ratio by $(V_{Rds} ; V_{Rdmax})$ V_{Ed}/N_{Rds} = 47.5922 / 120.797 = 0.394
 Shear Ratio V_{Ed}/N_{Rd} = 0.746 < 1.000 OK
 (Asw-H_use = 0.00144 m²/m, 2-P10 @110)

Poiché i limiti di armatura imposti da normativa sono rispettati:

Geometria

$l_1 = 300$ mm	Calcestruzzo: C35/45	$\alpha_{cc} = 0,85$
$l_2 = 250$ mm	$f_{cd} = 19,83$ N/mm ²	$\gamma_M = 1,50$
$h = 3400$ mm	Armatura: B450C	
	$f_{yd} = 391$ N/mm ²	$\gamma_M = 1,15$

Armatura longitudinale

Tipo	n	Ø [mm]	A [mm ²]
POS1	2	24	904
POS2	2	24	904
POS3	0	20	0
POS4	0	20	0

$A_c = 75000$ mm²
 $A_s = 1809$ mm²
 $\rho = 2,41$ %
 (7.4.27) $1\% \leq \rho \leq 4\%$

OK - 7.4.27

ATTENZIONE: interasse massimo: 250mm

Armatura trasversale

$z_{crit,min} = 567$ mm	-->	Proposta di suddivisione: A: 600 mm
		B: 2200 mm
classe di duttilità: B		C: 600 mm

ZONA CRITICA (A, C)

$b =$	2		numero di bracci
$b_{st} =$	210	mm	distanza fra i bracci più esterni
$\varnothing =$	10	mm	diametro
$s =$	50	mm	passo
$A_{st} =$	157	mm ²	
$A_{st,min} =$	43	mm ²	

OK - 7.4.28

FUORI DALLA ZONA CRITICA (B)

$b =$	2		numero di bracci
$b_{st} =$	210	mm	distanza fra i bracci più esterni
$\varnothing =$	10	mm	diametro
$s =$	110	mm	passo
$A_{st} =$	157	mm ²	
$A_{st,min} =$	94	mm ²	

OK - 7.4.28

La verifica è soddisfatta.

12.2.3.4 Verifica dei pilastri 250x500mm

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuppi delle sollecitazioni agenti sui pilastri agli SLU/SLV:

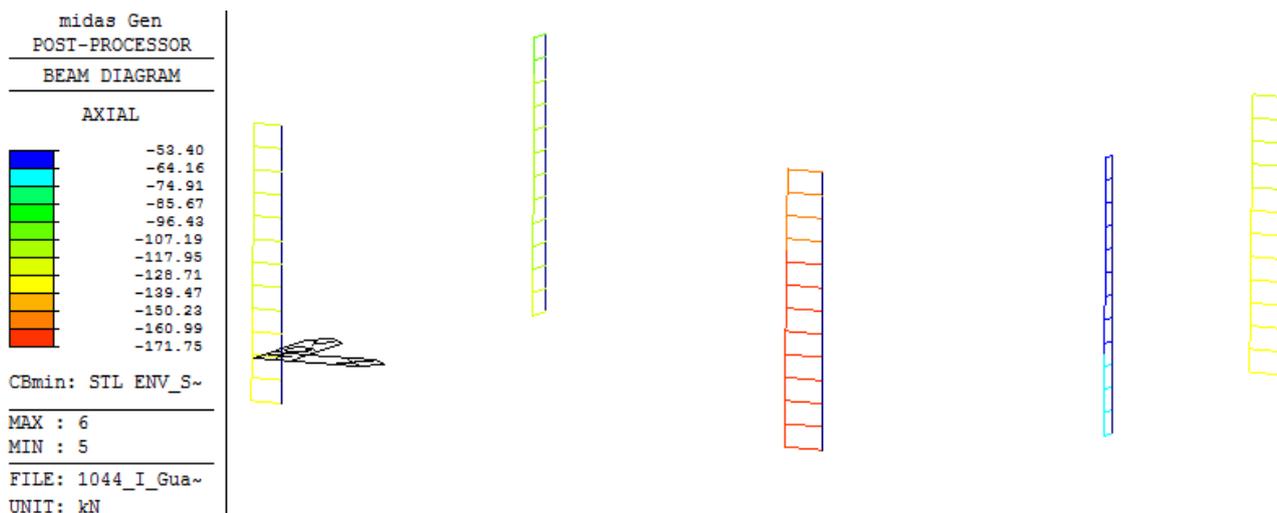


Figura 34 – Involuppo massimo dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

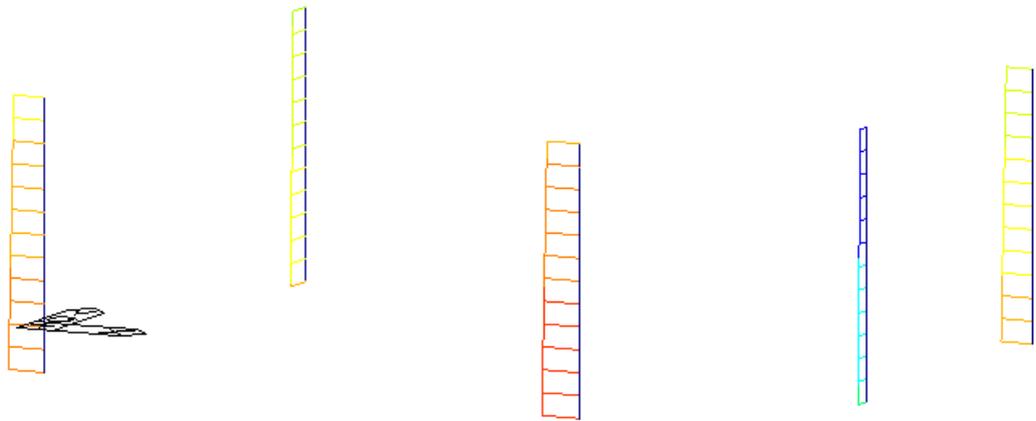
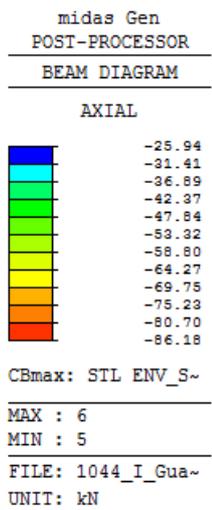


Figura 35 – Involuppo minimo dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

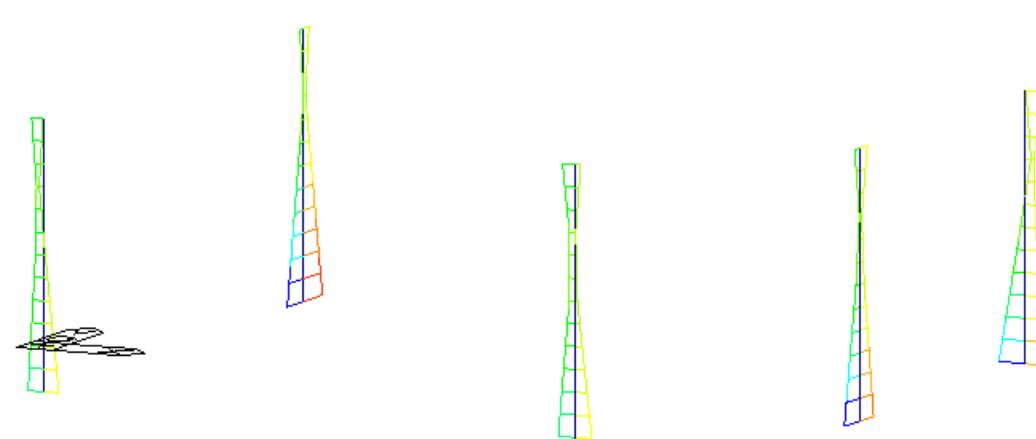
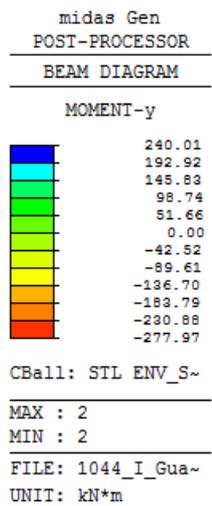


Figura 36 – Involuppo del Momento flettente in direzione y allo SLU/SLV

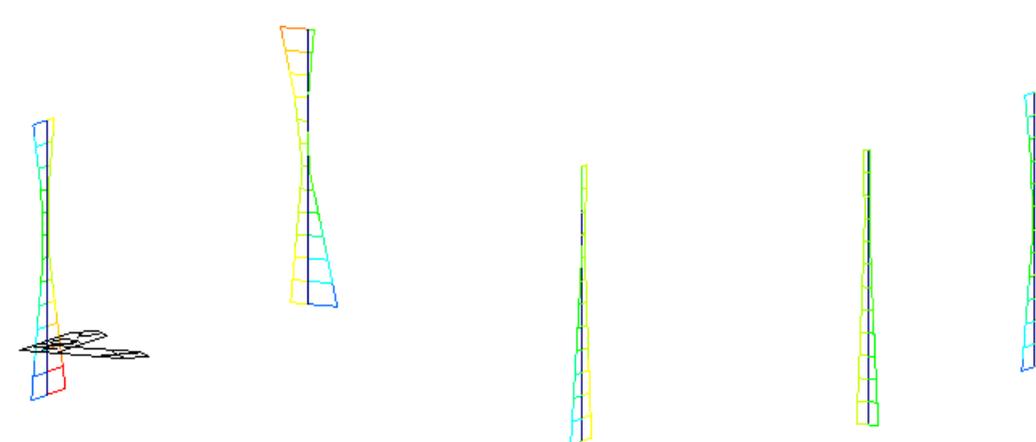
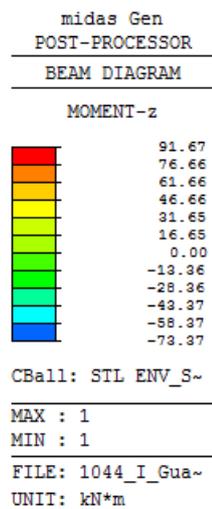


Figura 37 – Involuppo del Momento flettente in direzione z allo SLU/SLV

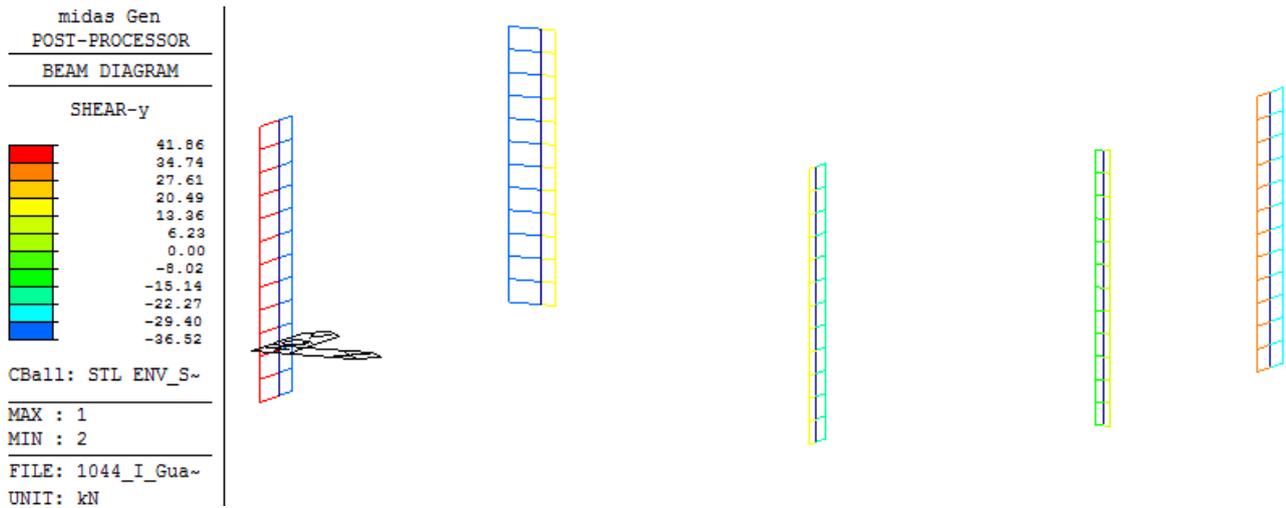


Figura 38 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione y allo SLU/SLV

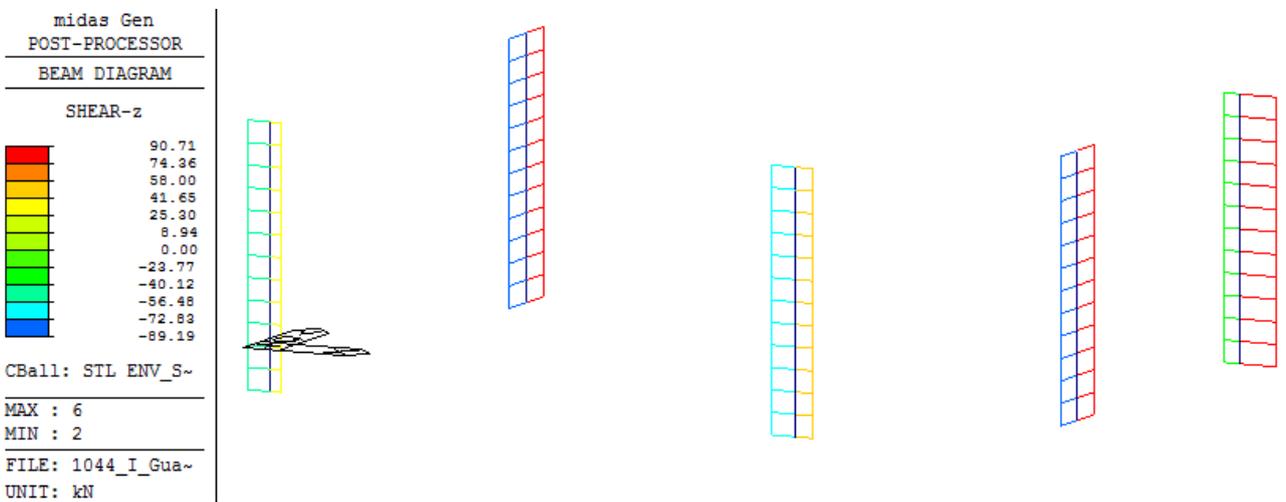


Figura 39 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione z allo SLU/SLV

I pilastri sono armati con 4Ø26+8Ø16 longitudinali e staffe Ø10/125.

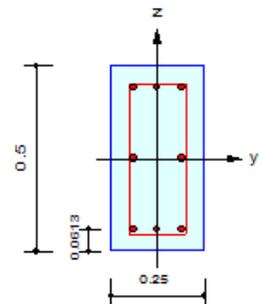
Si riporta quindi la verifica dell'elemento più sollecitato:

Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 2 (PM), 6 (Shear)
 Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 3.75 m
 Section Property : P 50x25 (No : 9)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P26 Ast = 0.004248 m² (Rhost = 0.034)

Applied Loads

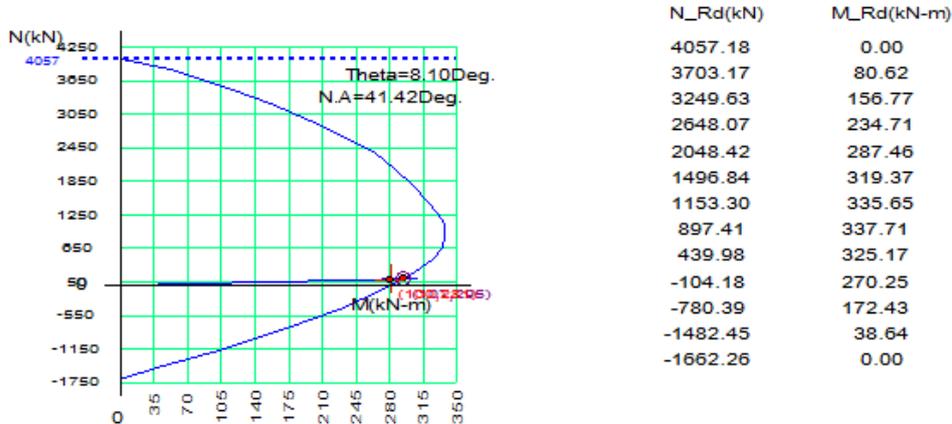
Load Combination : 69 AT(I) Point
 N_{Ed} = 99.6777 kN M_{Edy} = 277.968 kN-m M_{Edz} = 39.9522 kN-m
 M_{Ed} = SQRT(M_{Edy}² + M_{Edz}²) = 280.825 kN-m



Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 4057.18 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 99.6777 / 106.937	= 0.932 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Ed} /M _{Rd}	= 280.825 / 294.842	= 0.952 < 1.000 O.K
	M _{Edy} /M _{Rdy}	= 277.968 / 291.897	= 0.952 < 1.000 O.K
	M _{Edz} /M _{Rdz}	= 39.9522 / 41.5689	= 0.961 < 1.000 O.K
Normalized Axial Load Ratio	Nu _d / 0.65	= 0.060 / 0.650	= 0.093 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 71.1386 kN (Load Combination : 33)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 71.1386 / 96.2589 = 0.739
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 71.1386 / 131.249 = 0.542
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.739 < 1.000 OK
 (Asw-H_use = 0.00198 m²/m, 3|2-P10 @120)

Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 71.1386 kN (Load Combination : 33)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 71.1386 / 96.9223 = 0.734
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 71.1386 / 131.249 = 0.542
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.734 < 1.000 OK
 (Asw-H_use = 0.00198 m²/m, 3|2-P10 @120)

Poiché i limiti di armatura imposti da normativa sono rispettati:

Geometria

l_1 = 250 mm
 l_2 = 500 mm
 h = 3400 mm

Calcestruzzo: **C35/45**

f_{cd} = 19,83 N/mm²

α_{cc} = 0,85

γ_M = 1,50

Armatura: **B450C**

f_{yd} = 391 N/mm²

γ_M = 1,15

Armatura longitudinale

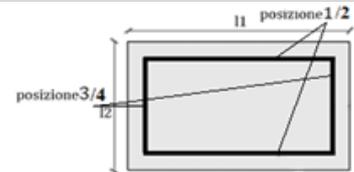
Tipo	n	Ø [mm]	A [mm ²]
POS1	3	26	1592
POS2	3	26	1592
POS3	1	26	531
POS4	1	26	531

A_c = 125000 mm²

A_s = 4245 mm²

ρ = 3,40 %

(7.4.6.2.2) 1% ≤ ρ ≤ 4%



OK - 7.4.27

ATTENZIONE: interasse massimo: 250mm

Armatura trasversale

$z_{crit,min}$ = 567 mm -->

Proposta di suddivisione: A: 600 mm

B: 2200 mm

C: 600 mm

classe di duttilità: **B**

ZONA CRITICA (A, C)

b = **3** numero di bracci
 b_{st} = **420** mm distanza fra i bracci più esterni
 Ø = **10** mm diametro
 s = **120** mm passo
 A_{st} = 236 mm²
 A_{st,min} = 204 mm²

OK - 7.4.28

FUORI DALLA ZONA CRITICA (B)

b = **3** numero di bracci
 b_{st} = **420** mm distanza fra i bracci più esterni
 Ø = **10** mm diametro
 s = **120** mm passo
 A_{st} = 236 mm²
 A_{st,min} = 204 mm²

OK - 7.4.28

La verifica è soddisfatta.

12.2.3.5 Verifica del solaio di copertura

In copertura è previsto un solaio tipo predalles 26+4mm, le cui caratteristiche sono evidenziate di seguito:

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE			MOMENTI POSITIVI E TAGLI						CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE VALORI RIFERITI A 1 METRO DI STRUTTURA						
ALTEZZA SOLAIO	CONGLOMERATO PER GETTO	PESO DEL SOLAIO IN OPERA	PRESTAZIONI DI SERVIZIO RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO R _{bk} = 250 kg/cm ²						ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST.		ASSE NEUTRO	AREA SEZIONE	MOM. D'INERZIA BARICENTRICO
			MOMENTI (Kgm)			TAGLI					SUPERIORE	INFERIORE			
H cm	$\frac{l}{m^2}$	$\frac{kg}{m^2}$	TIPO ARMATURA					Kg	x cm	J cm ⁴	W _s cm ³	W _i cm ³	X cm	Ac cm ²	Jc cm ⁴
			1	2	3	4	5								
16 + 4	80	300	1403	2408	-	-	-	2877	10,81	66777	6178	4843	11,13	1397	68188
5	90	325	1484	2548	-	-	-	3037	10,95	78602	7181	5212	11,35	1497	80819
6	100	350	1564	2689	-	-	-	3197	11,12	90766	8164	5560	11,61	1597	93999
8	120	400	1724	2969	-	-	-	3517	11,55	116412	10083	6231	12,21	1797	122338
18 + 4	87	320	1564	2689	-	-	-	3197	11,77	85198	7237	5553	12,21	1464	87597
5	97	345	1644	2829	-	-	-	3357	11,86	99148	8362	5932	12,40	1564	102736
6	107	370	1724	2969	4364	5958	7364	3517	11,98	113349	9460	6288	12,63	1664	118388
8	127	420	1885	3249	4785	6600	8158	3837	12,33	142850	11588	6965	13,16	1864	151604
20 + 4	93	335	1724	2969	4364	5939	7096	3517	12,71	106125	8349	6267	13,29	1531	109917
5	103	360	1804	3109	4574	6307	7795	3677	12,75	122320	9595	6656	13,44	1631	127775
6	113	385	1885	3249	4785	6651	8220	3837	12,83	138667	10809	7019	13,64	1731	146105
8	133	435	2045	3529	5206	7300	9022	4156	13,10	172217	13150	7703	14,12	1931	184591
22 + 4	100	350	1885	3249	4786	6619	8084	3837	13,63	129615	9511	6984	14,36	1597	135282
5	110	375	1965	3389	4996	6996	8647	3997	13,62	148166	10878	7383	14,48	1697	156071
6	120	400	2045	3529	5206	7346	9079	4156	13,66	166760	12209	7752	14,65	1797	177283
8	140	450	2206	3809	5627	8002	9890	4476	13,85	204541	14766	8445	15,08	1997	221434
24 + 4	107	370	2045	3529	5209	7300	9023	4156	14,52	155718	10721	7704	15,42	1664	163828
5	117	395	2125	3669	5417	7686	9500	4316	14,48	176729	12210	8111	15,52	1764	187756
6	127	420	2206	3809	5627	8043	9941	4476	14,47	197668	13657	8488	15,66	1864	212056
8	147	470	2366	4090	6047	8707	10761	4796	14,60	239852	16432	9188	16,05	2064	262266
26 + 4	113	385	2206	3809	5631	7983	9867	4476	15,40	184483	11978	8425	16,48	1731	195690
5	123	410	2286	3950	5837	8378	10355	4636	15,31	208051	13588	8841	16,56	1831	222966
6	133	435	2366	4090	6047	8741	10804	4796	15,27	231426	15151	9224	16,67	1931	250557
8	153	485	2527	4370	6467	9413	11634	5116	15,33	278176	18146	9933	17,01	2131	307222

Il solaio viene armato con un'armatura *tipo 3*, che restituisce:

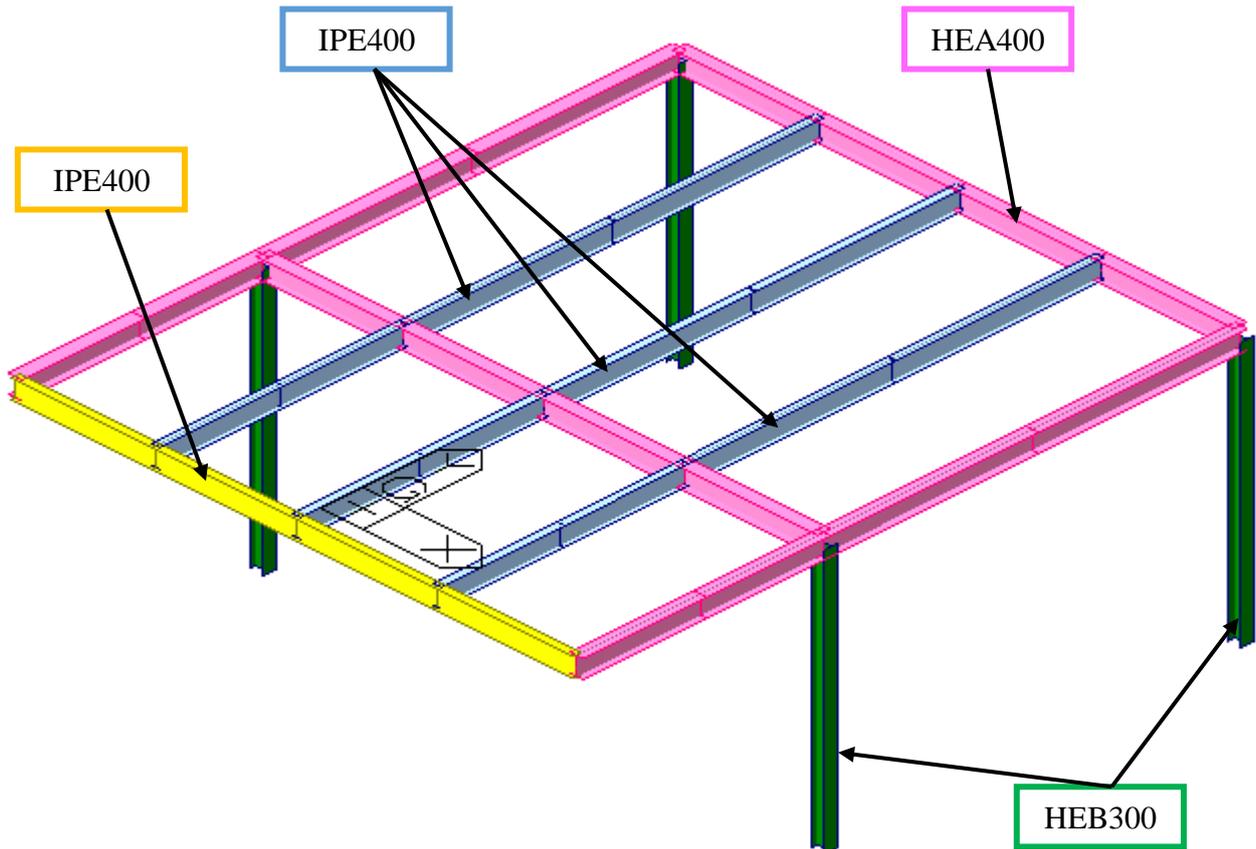
Predalles 26+4 (arm. tipo 3)		
pp	3.85 kN/mq	
svp	2.00 kN/mq	
acc	0.50 kN/mq	
neve	0.50 kN/mq	
L	8.00 m	
q _{SLE}	6.85 kN/m/m	
M _{Ed}	54.80 kNm/m	
T _{Ed}	27.40 kN/m	
M _{Rd}	56.31 kNm/m	ok
T _{Rd}	44.76 kN/m	ok

La verifica è soddisfatta.

12.2.4 Verifica della struttura in acciaio

12.2.4.1 Verifiche di resistenza

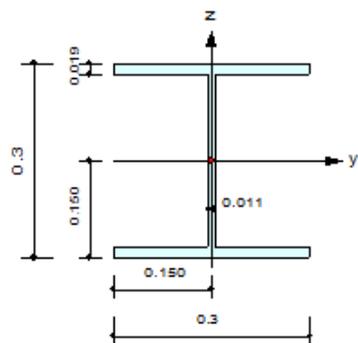
Si riporta la verifica degli elementi in acciaio di seguito indicati:



HEB300

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 17
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEB300 (No:5)
 (Rolled : HEB300).
 Member Length : 5.63000



Member Forces

Axial Force Fxx = -35.538 (LCB: 108, POS:J)
 Bending Moments My = 74.1375, Mz = 95.9030
 End Moments Myi = 23.9316, Myj = 74.1375 (for Lb)
 Myi = 23.9316, Myj = 74.1375 (for Ly)
 Mzi = 93.5305, Mzj = 95.9030 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -34.866 (LCB: 139, POS:I)
 Fzz = -48.050 (LCB: 77, POS:I)

Depth	0.30000	Web Thick	0.01100
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.01900
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.01900
Area	0.01490	Asz	0.00330
Qyb	0.08139	Qzb	0.01125
Iyy	0.00025	Izz	0.00009
Ybar	0.15000	Zbar	0.15000
Wely	0.00168	Welz	0.00057
Iy	0.13000	Iz	0.07580

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.63000, Lz = 5.63000, Lb = 5.63000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 35.54/5037.62 = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 74.138/631.562 = 0.117 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 95.903/291.751 = 0.329 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{\text{max}1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{\text{oom}} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{\text{bend}} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{\text{max}1}, (R_{\text{oom}} + R_{\text{bend}}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.453 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

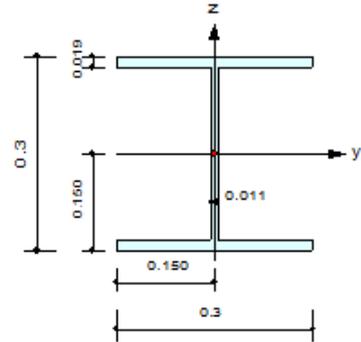
$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.015 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.052 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

HEA400

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 17
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEB300 (No:5)
 (Rolled : HEB300).
 Member Length : 5.63000



Member Forces

Axial Force : Fxx = -35.538 (LCB: 108, POS:J)
 Bending Moments : My = 74.1375, Mz = 95.9030
 End Moments : Myi = 23.9316, Myj = 74.1375 (for Lb)
 Myi = 23.9316, Myj = 74.1375 (for Ly)
 Mzi = 93.5305, Mzj = 95.9030 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = -34.866 (LCB: 139, POS:I)
 Fzz = -48.050 (LCB: 77, POS:I)

Depth	0.30000	Web Thick	0.01100
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.01900
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.01900
Area	0.01490	Asz	0.00330
Qyb	0.08139	Qzb	0.01125
Iyy	0.00025	Izz	0.00009
Ybar	0.15000	Zbar	0.15000
Wely	0.00168	Welz	0.00057
Iy	0.13000	Iz	0.07580

Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 5.63000, Lz = 5.63000, Lb = 5.63000
 Effective Length Factors : Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors : CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 35.54/5037.62 = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 74.138/631.562 = 0.117 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 95.903/291.751 = 0.329 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{\text{max}1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{\text{oom}} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{\text{bend}} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{\text{max}1}, (R_{\text{oom}} + R_{\text{bend}}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.453 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

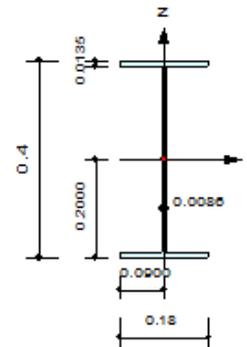
$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.015 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.052 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

IPE400

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 638
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : IPE400 (No:9)
 (Rolled : IPE400).
 Member Length : 9.35000



Member Forces

Axial Force Fxx = 0.04230 (LCB: 88, POS:I)
 Bending Moments My = -68.867, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -68.867, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = -68.867, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -3.9565 (LCB: 151, POS:I)
 Fzz = -36.685 (LCB: 88, POS:I)

Depth	0.40000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.01350
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.01350
Area	0.00845	Asz	0.00344
Qyb	0.07200	Qzb	0.00405
Iyy	0.00023	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.20000
Wely	0.00116	Welz	0.00015
ry	0.16467	rz	0.04036

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9.35000, Lz = 9.35000, Lb = 9.35000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.04/2856.90 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 68.867/114.179 = 0.603 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/76.2732 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.156 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

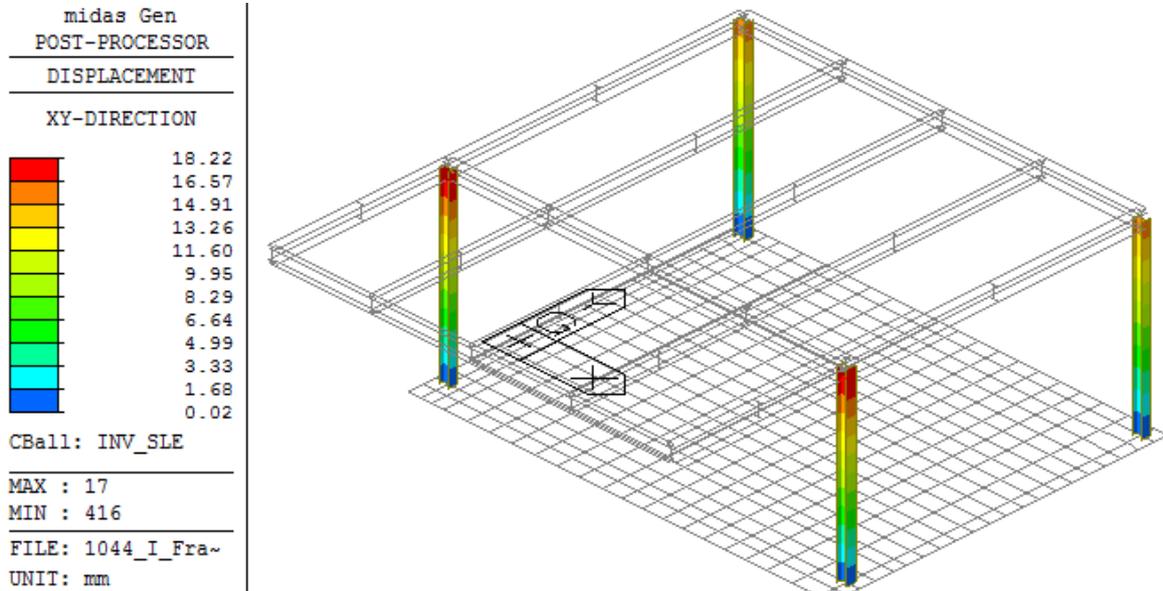
$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.004 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.044 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

12.2.4.2 Verifica degli spostamenti allo SLE

Spostamenti orizzontali

Si riporta la mappa cromatica dell'inviluppo in valore assoluto degli spostamenti delle colonne della struttura:



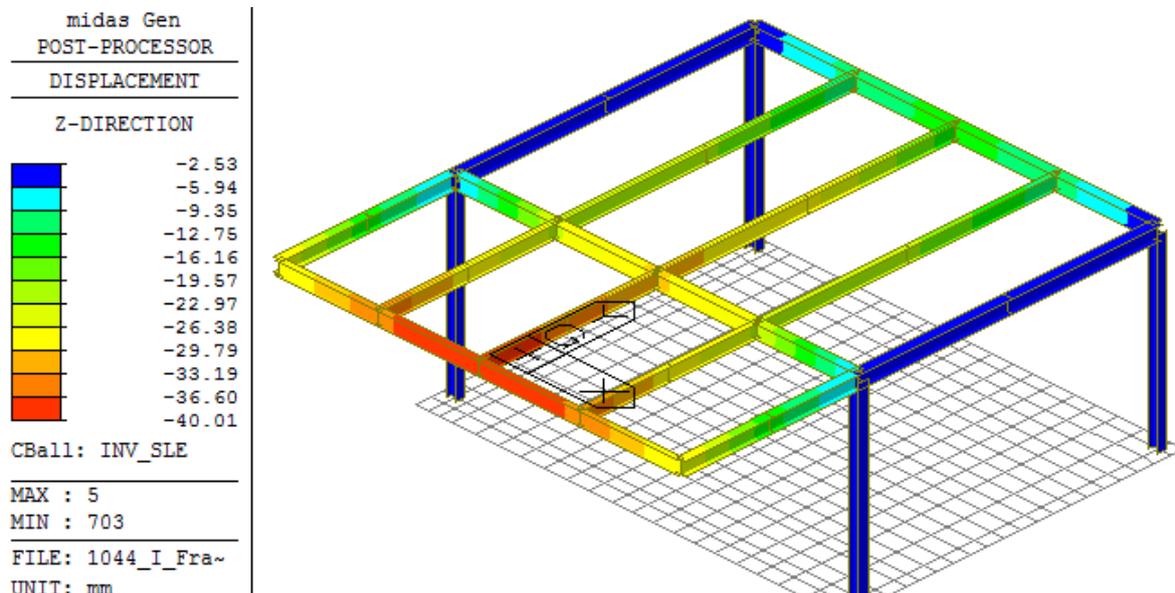
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 14.01.2008, Cap. 4.2.4.2.2), la deformazione massima per coperture in generale soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 5500/300 = 18.33\text{mm} > 18.22\text{mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Spostamenti verticali

Si riporta la mappa cromatica dell'inviluppo in valore assoluto degli spostamenti delle travi in direzione verticali:



Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 14.01.2008, Cap. 4.2.4.2.1), la deformazione massima per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$L/200 = 12600/200 = 63\text{mm} > 30.74\text{mm}$$

La verifica è soddisfatta.

12.2.4.3 Verifica del giunto di base

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni agenti sulle colonne in acciaio agli SLU/SLV:

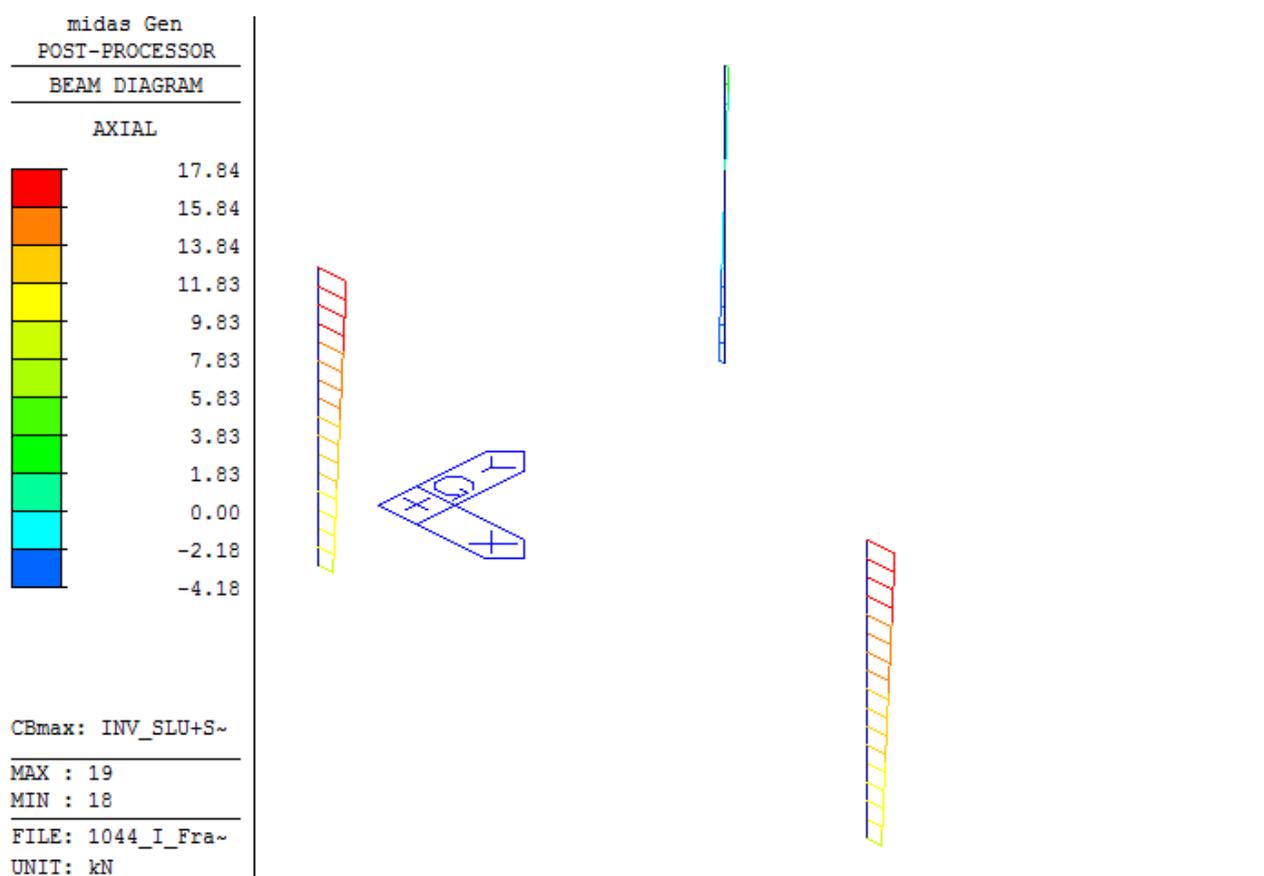


Figura 40 – Sforzo normale minimo allo SLU/SLV

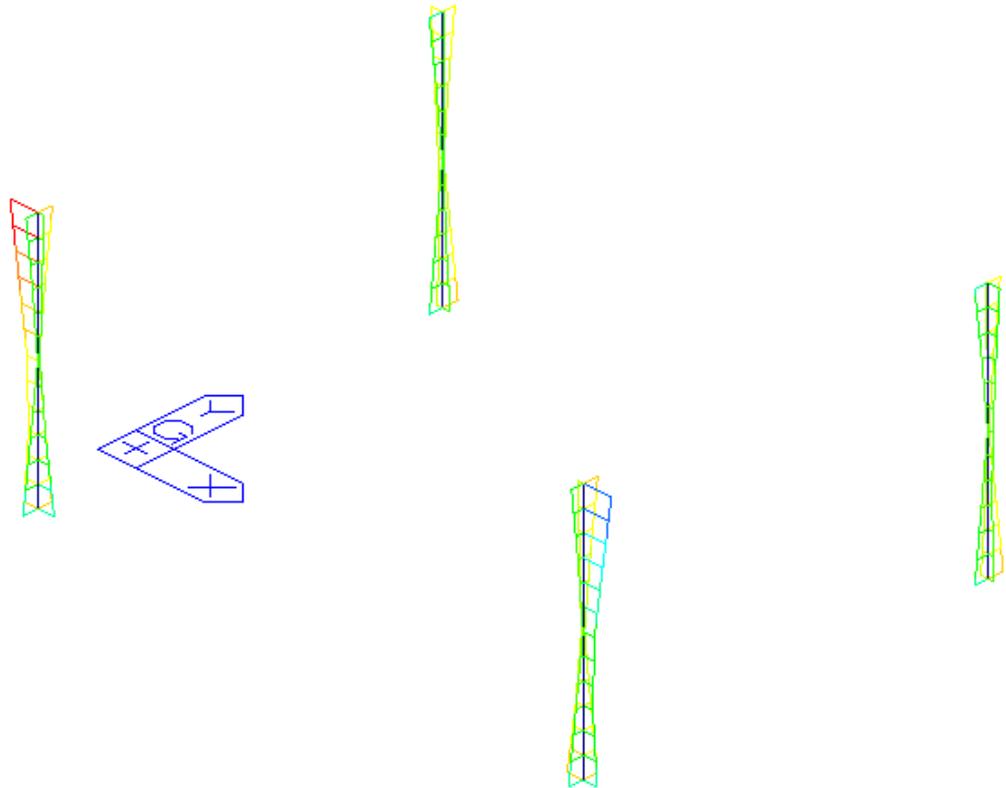
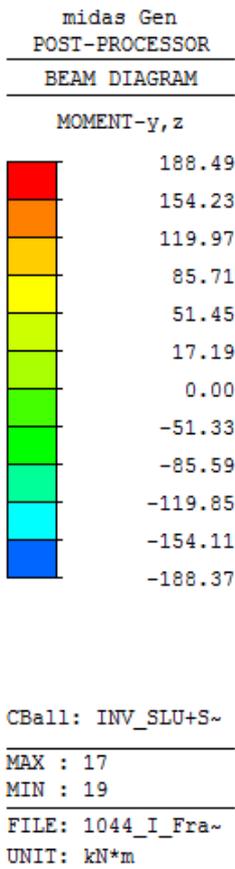


Figura 41 – Involuppo dei Momenti flettenti allo SLU/SLV

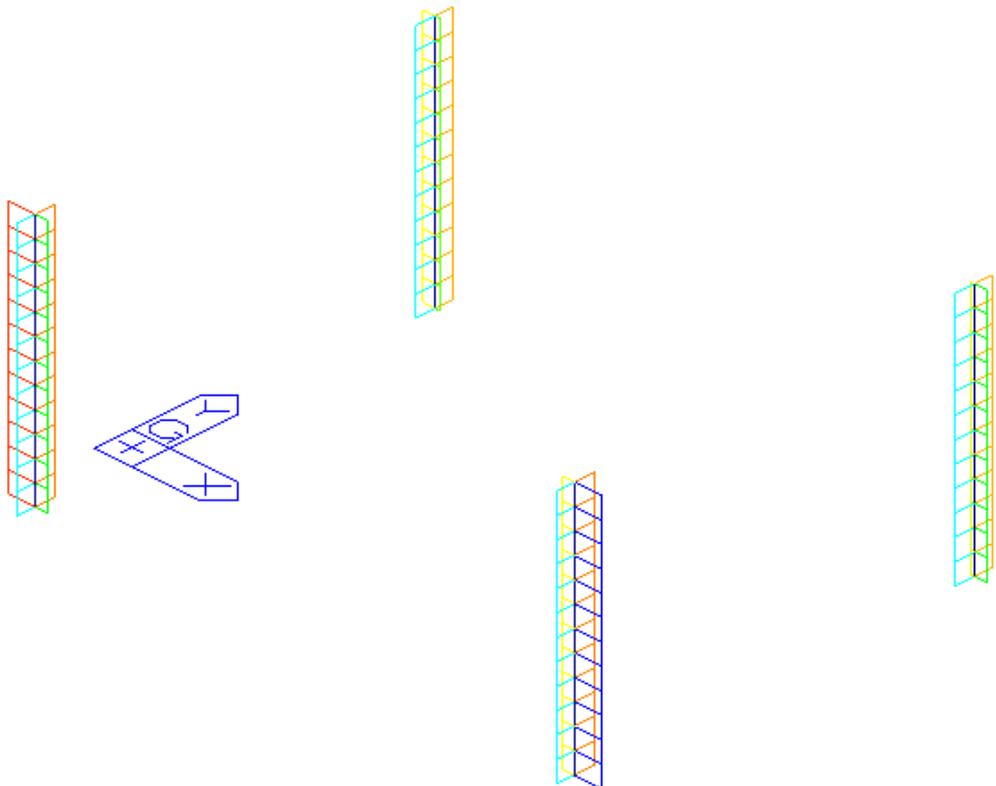
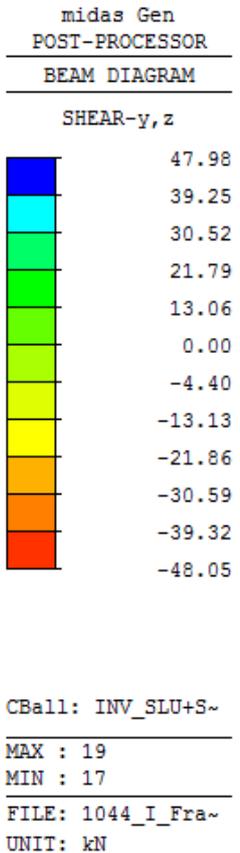


Figura 42 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Si riporta la verifica del giunto di base mediante foglio di calcolo:

Verifica Tirafondi

Calcestruzzo: **C35/45** $\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.50$

$f_{ck} =$	35.0 N/mm ²	resistenza cilindrica
$f_{cm} =$	43.0 N/mm ²	resistenza cilindrica media
$f_{ctm} =$	3.2 N/mm ²	resistenza a trazione assiale
$f_{cd} =$	19.8 N/mm ²	
$f_{ctd} =$	1.8 N/mm ²	

Tirafondi: **M20** Classe: **8.8** $\gamma_{Mb} = 1.25$

$L =$	250 mm	lunghezza di infissione
$A =$	314.2 mm ²	area lorda
$A_s =$	245.0 mm ²	area filettata
$f_{yb} =$	640.0 N/mm ²	resistenza a snervamento
$f_{ub} =$	800.0 N/mm ²	resistenza a rottura

Piatto di contrasto: **S355** $\gamma_{M0} = 1.05$

$D =$	100 mm	diametro
$t =$	15 mm	spessore
$f_y =$	355 N/mm ²	resistenza di snervamento
$f_u =$	510 N/mm ²	resistenza a rottura per trazione

Geometria del giunto di base

Dimensione della piastra: **610** x **610**

Bulloni fila 1:	3	tirafondi lato teso
Bulloni fila 2:	3	tirafondi lato compresso
$d_{1-2} =$	480 mm	distanza fra le file
$M_{Ed} =$	147.92 kNm	momento flettente
$V_{Ed} =$	59.41 kN	sforzo di taglio
$N_{Ed} =$	9.45 kN	sforzo assiale (trazione >0; compressione <0)

Trascurare assiale di compressione? **NO**

$N_{1b} =$	104.30 kN	assiale su singolo bullone (lato teso)
$V_{1b} =$	9.90 kN	taglio su singolo bullone
$N'_{1b} =$	-101.15 kN	assiale su singolo bullone (lato compresso)

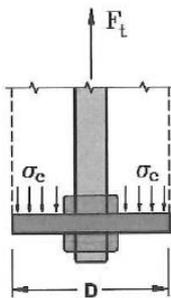
Verifica lato teso - resistenza del bullone

$F_{t,Rd} =$	141.1 kN	Resistenza a trazione	Verificato
			c.s. = 1.35
$F_{V,Rd} =$	94.1 kN	Resistenza a taglio	Verificato
			c.s. = 9.50
$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} =$	0.6	Verifica congiunta	Verificato
			c.s. = 1.58

Verifica lato compresso - resistenza del calcestruzzo

$y =$	132 mm	posizione dell'asse neutro	
$\sigma_c =$	1.29 N/mm ²	massima tensione di compressione	Verificato
			c.s. = 15.42

Equilibrio del tirafondo



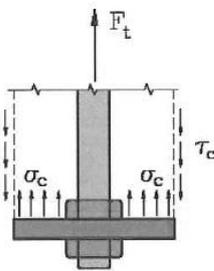
La resistenza a compressione del calcestruzzo deve poter equilibrare la trazione del tirafondo

$A_{ros} = 7850 \text{ mm}^2$
 $A_{net} = 7536 \text{ mm}^2$

Impiegare valore di resistenza a compressione localizzato (EC2 - §6.7)? **NO**

$R_{c1} = 149.5 \text{ kN}$ **Verificato**
c.s. = 1.43

Equilibrio del cono di calcestruzzo



La tensione tangenziale considerata agente sulla superficie di rottura deve poter equilibrare l'azione di contrasto della rosetta

$\alpha = 70^\circ$ angolo di inclinazione della superficie
 $r = 50 \text{ mm}$ raggio alla base inferiore
 $R = 141 \text{ mm}$ raggio alla base superiore
 $S = 159551 \text{ mm}^2$ superficie laterale

$\tau_{c0} = 0.80 \text{ N/mm}^2$ tensione tangenziale ammissibile

$R_{c2} = 127.6 \text{ kN}$ **Verificato**
c.s. = 1.22

Rottura a flessione del piatto di contrasto

Lo schema adottato è quello di mensola incastrata sollecitata da un'azione a 1/3 della lunghezza

$F =$	52.1 kN	forza sollecitante ($N_{1b}/2$)	
$b =$	13.3 mm	braccio della forza	
$M =$	0.7 kNm	momento all'incastro	
$W =$	3000 mm ³	momento statico elastico	
$M_{c,Rd} =$	1.0 kNm	momento resistente di progetto (sezione di classe 3)	Verificato

c.s. = 1.46

La verifica è soddisfatta.

12.2.4.4 Verifica del delle travi principali alle colonne

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni agenti sulle travi principali in acciaio agli SLU/SLV:

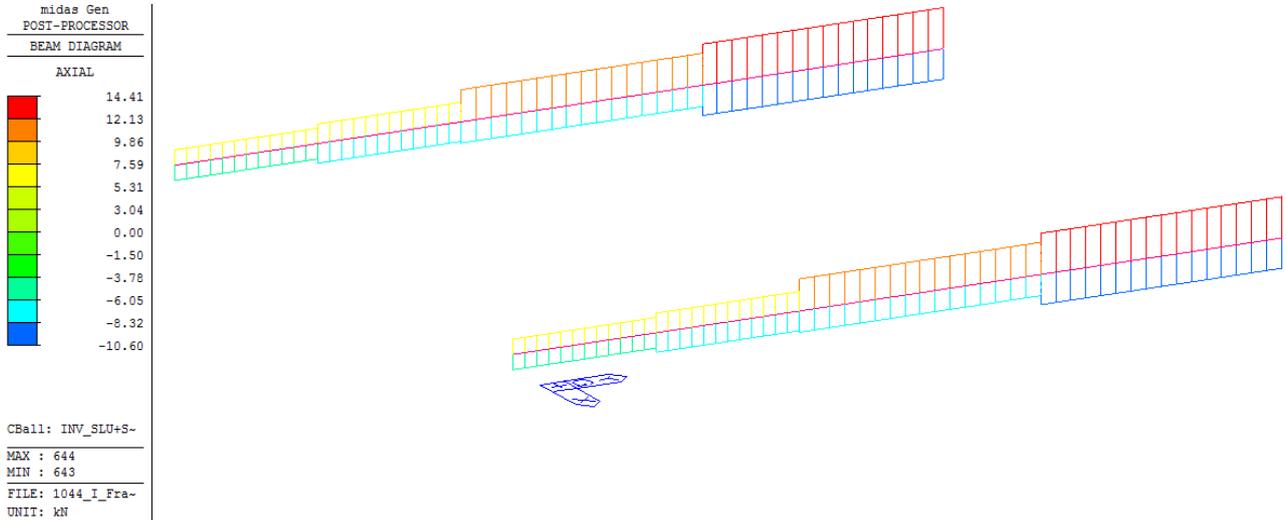


Figura 43 – Sforzo normale minimo allo SLU/SLV

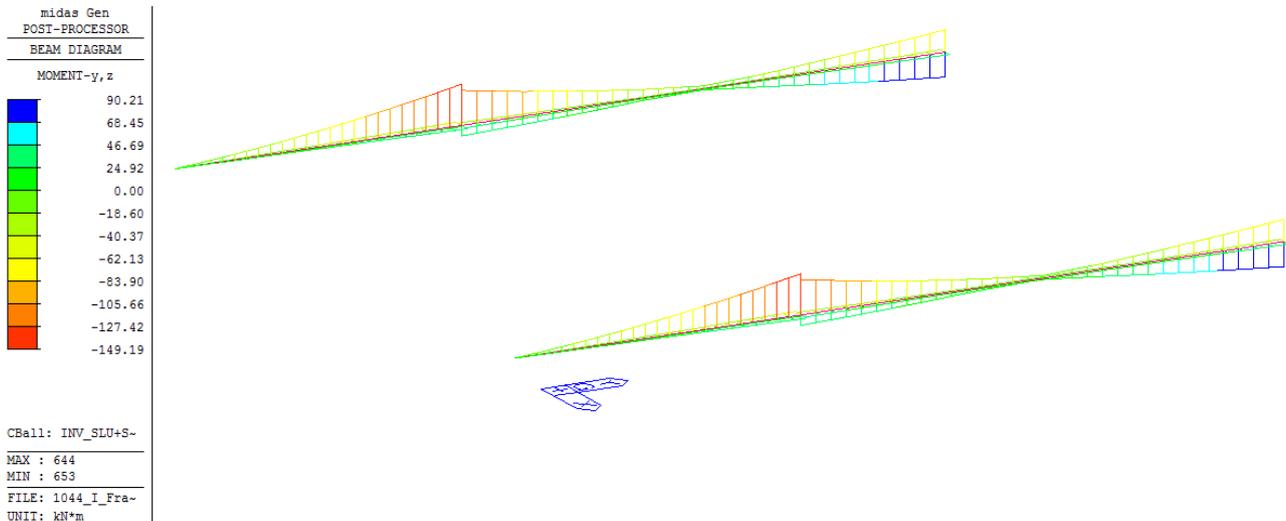


Figura 44 – Involuppo del Momento flettente allo SLU/SLV

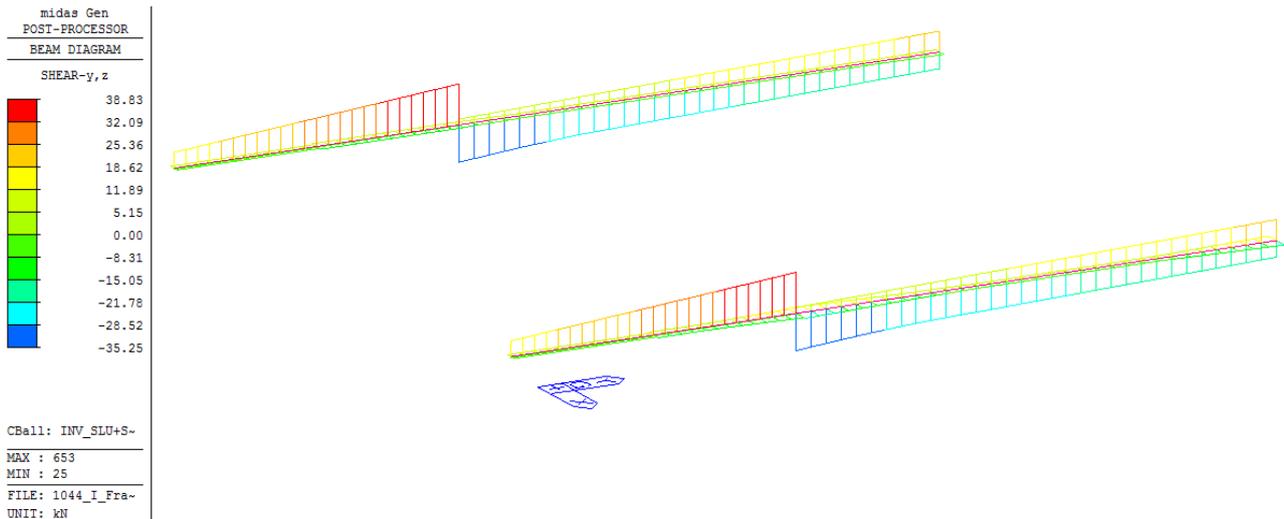


Figura 45 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Collegamento di estremità

Il collegamento viene realizzato mediante 3+3 M24 c1.8.8 che collegano il profilo HEA400 con quello 300x420x20mm saldato sulla testa della colonna HEB300. Si ottiene:

$$F_{v,Ed} = (N^2 + F_y^2)^{0.5} / n_{bull} + (M_z / b_z) / n_{bull} = (14.51^2 + 15.43^2)^{0.5} / 6 + (31.65 / 0.32) / 4 = 28.24 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = F_z / n_{bull,1} + (M_y / b_y) / n_{bull,2} = 19.92 / 6 + (90.28 / 0.16) / 2 = 52.96 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 24 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 135,6 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 203,3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 28,24 F_{t,Sd}: 52,96 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,208 + 0,186 = 0,394 \quad \text{OK}$$

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 19 mm
 diametro foro d_o: 26 mm
 distanze bordo e₁: 60 e₂: 50
 passo p₁: 100 p₂: 200

α: 0,769 Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 357,8 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

Collegamento alla colonna centrale

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 M27 cl.8.8 che collegano il profilo HEA400 con quello 300x550x20mm saldato sulla testa della colonna HEB300. Si ottiene:

$$F_{v,Ed} = (N^2 + F_y^2)^{0.5} / n_{bull} + (M_z / b_z) / n_{bull} = (14.51^2 + 17.53^2)^{0.5} / 8 + (44.01 / 0.21) / 4 = 55.24 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = F_z / n_{bull,1} + (M_y / b_y) / n_{bull,2} = 74.08 / 8 + (149.19 / 0.185) / 4 = 210.87 \text{ kN}$$

The screenshot shows a software interface for calculating the design resistance of bolts according to EC3 (1992) #6.5.5. The window is titled "Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5." and contains the following fields and results:

- Classe bullone:** 8,8
- diametro d:** 27
- f_{yb}:** 640
- f_{ub}:** 800 N/mm²
- Sezione filettata** (selected)
- Area:** 459,0 mm²
- Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5):**
 - F_{v,Sd}:** 55,24
 - F_{t,Sd}:** 210,87 kN
 - Calculation: $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.313 + 0.570 = 0.883$ (OK)
- Resistenza a taglio (per piano di taglio):** F_{v,Rd} = 176,3 kN
- Resistenza a trazione:** F_{t,Rd} = 264,4 kN
- Rifollamento:**
 - Acciaio:** S355 (Fe510)
 - f_u:** 510 N/mm²
 - spessore t:** 19 mm
 - diametro foro d_o:** 30 mm
 - distanze bordo e₁:** 50
 - e₂:** 50
 - passo p₁:** 80
 - p₂:** 200
 - α:** 0,556
 - Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}:** 290,7 kN
 - Osservazioni:** (empty field)

A diagram on the right shows a bolt layout with dimensions: p₁, e₁, e₂, p₂, and d_o. A red arrow indicates the "direzione carico" (load direction).

La verifica è soddisfatta.

12.2.4.5 Verifica del collegamento flangiato delle travi principali

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni agenti sulle travi principali in acciaio agli SLU/SLV:

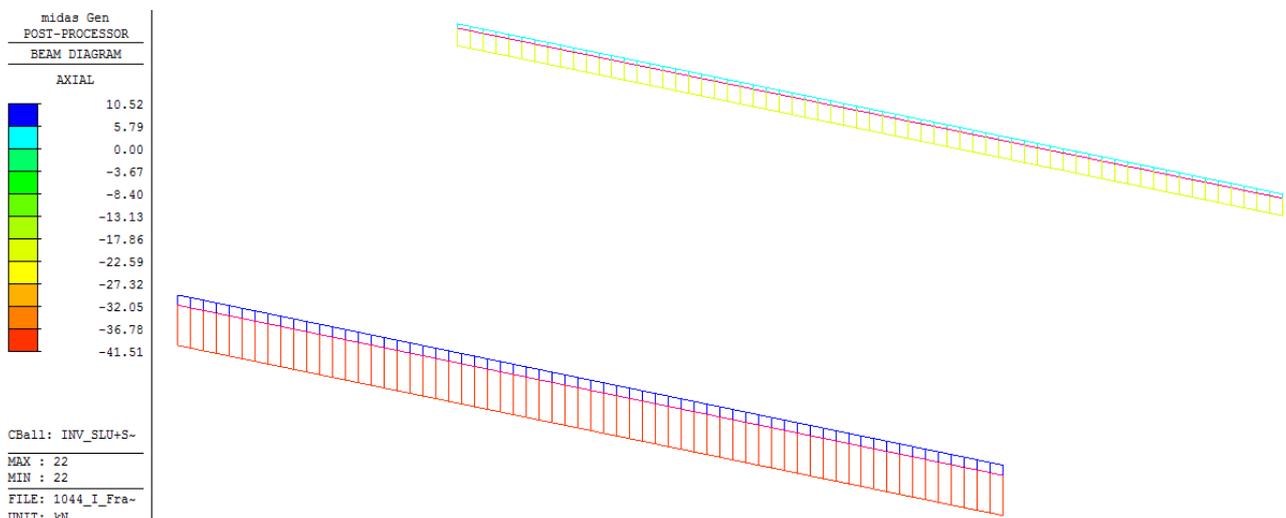


Figura 46 – Sforzo normale minimo allo SLU/SLV

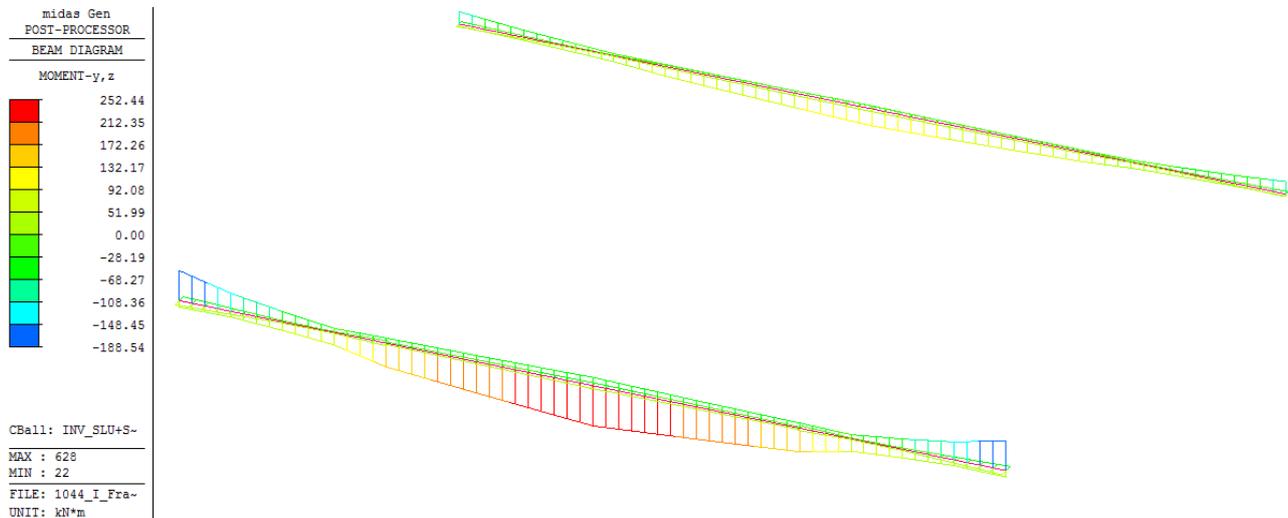


Figura 47 – Involuppo del Momento flettente allo SLU/SLV

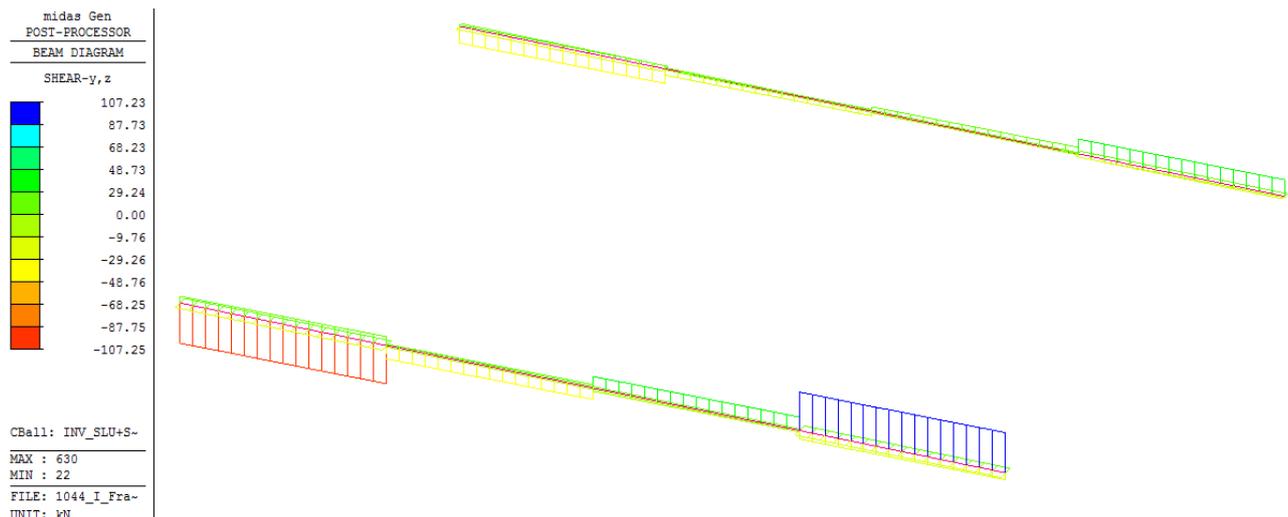


Figura 48 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 M24 cl.8.8 che collegano il piatto 300x390x20mm saldato in testa al profilo HEA400 con quello saldato sulla trave principale HEA400. Si ottiene:

$$F_{v,Ed} = (F_y^2 + F_z^2)^{0.5} / n_{bull} = (26.61^2 + 107.25^2)^{0.5} / 8 = 13.81 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = N/n_{bull,1} + (M_y/b_y)/n_{bull,2} + (M_z/b_z)/n_{bull,3} = 41.51/8 + (188.54/0.30)/4 + (55.40/0.25)/4 = 222.11 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8,8 diametro d: 24 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 135,6 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 203,3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 13,81 F_{t,Sd}: 222,11 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,102 + 0,780 = 0,882$$

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 15 mm
 diametro foro d_o: 26 mm

distanze bordo e₁: 60 e₂: 50
 passo p₁: 90 p₂: 200

α: 0,769 Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 282,5 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

12.2.4.6 Verifica del collegamento flangiato delle travi secondarie

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni agenti sulle travi secondarie in acciaio agli SLU/SLV:

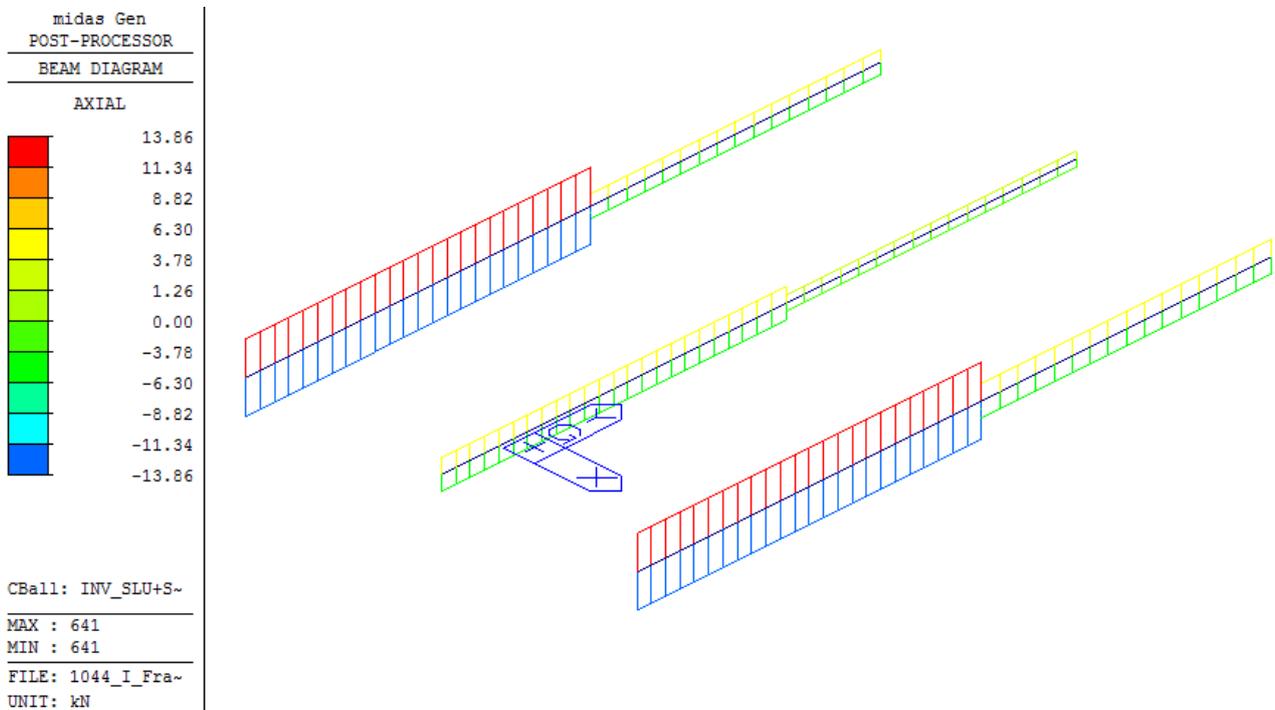


Figura 49 – Sforzo normale minimo allo SLU/SLV

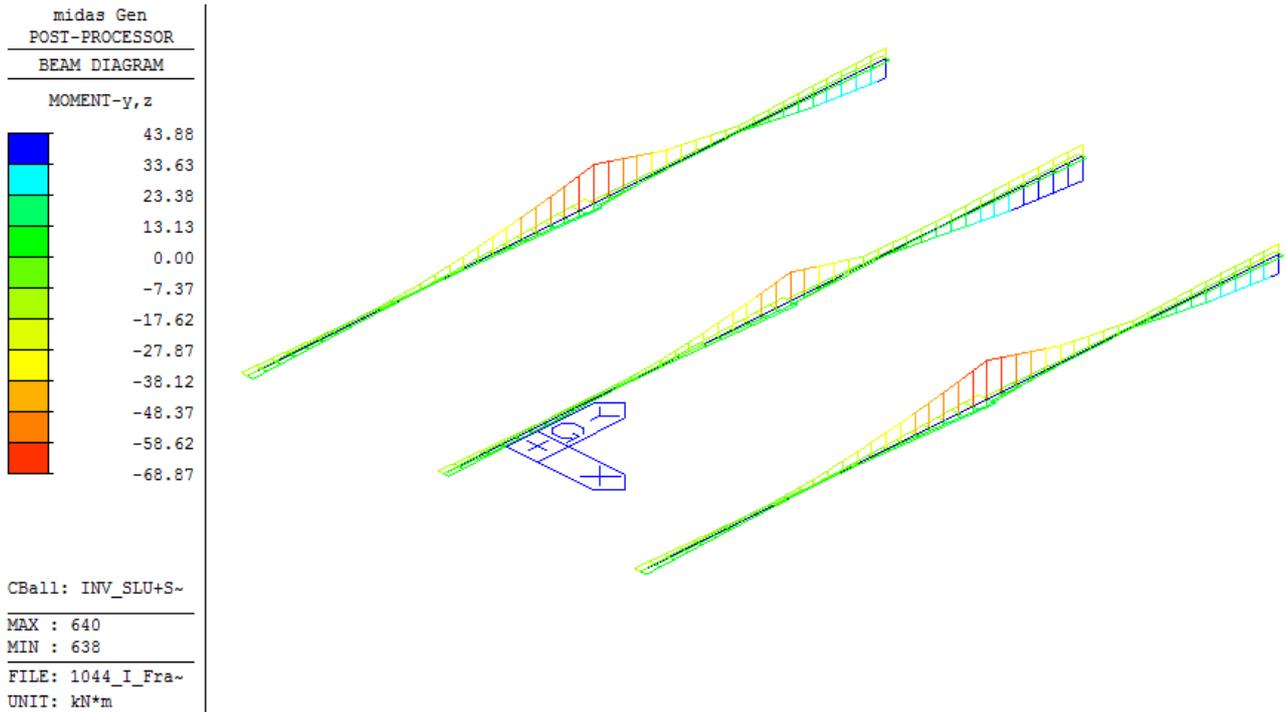


Figura 50 – Involuppo del Momento flettente allo SLU/SLV

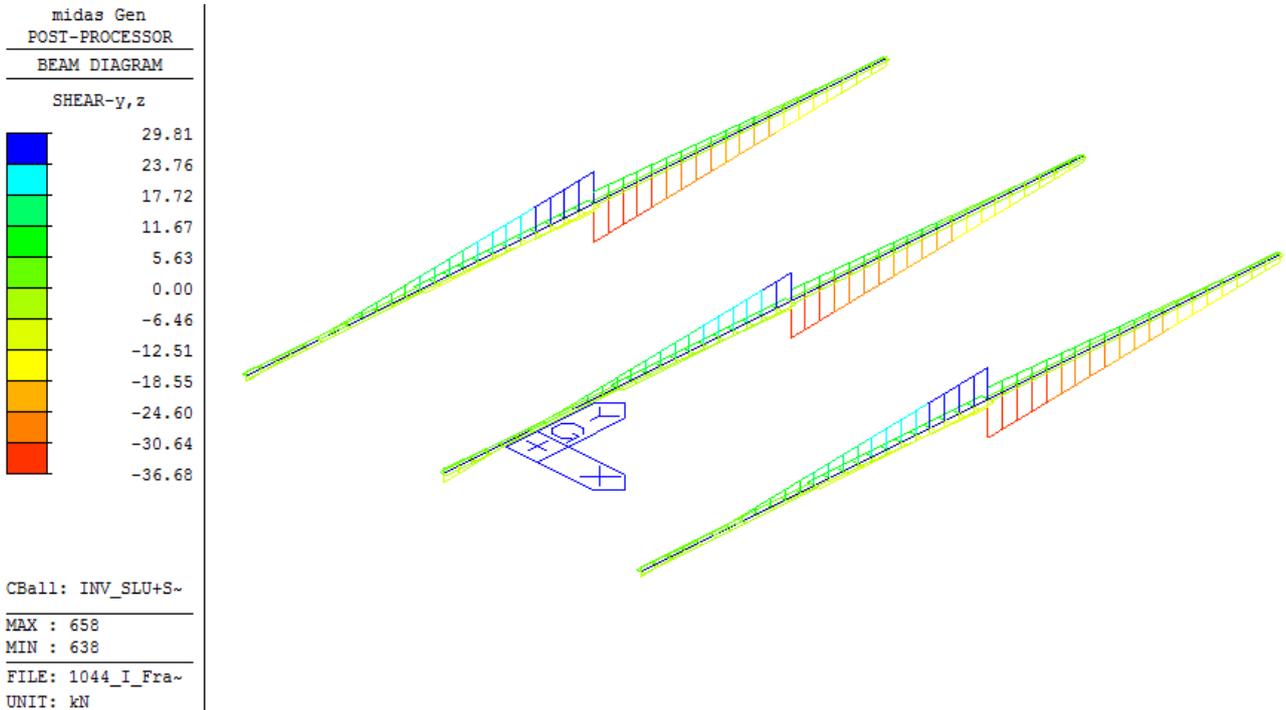


Figura 51 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Il collegamento viene realizzato mediante 3+3 M20 cl.8.8 che collegano il piatto 180x400x15mm saldato in testa al profilo secondario IPE400 a quello saldato sulla trave principale HEA400. Si ottiene:

$$F_{v,Ed} = (F_y^2 + F_z^2)^{0.5} / n_{bull} = (7.03^2 + 36.68^2)^{0.5} / 6 = 6.22 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = N / n_{bull,1} + (M_y / b_y) / n_{bull,2} + (M_z / b_z) / n_{bull,3} = 13.6 / 6 + (68.87 / 0.32) / 2 + (18.73 / 0.135) / 3 = 156.17 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8,8 diametro d: 20 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 94,08 kN
 Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 141,1 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 6,22 $F_{t,Sd}$: 156,17 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,066 + 0,790 = 0,857$$

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u : 510 N/mm²

spessore t: 15 mm
 diametro foro d_o : 22 mm

distanze bordo e_1 : 80 e_2 : 45
 passo p_1 : 120 p_2 : 90

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 306 kN

La verifica è soddisfatta.

12.2.4.7 Verifica del collegamento a taglio delle travi secondarie

Nelle immagini seguenti sono riportati gli involuipi delle sollecitazioni agenti sulle travi secondarie in acciaio agli SLU/SLV:

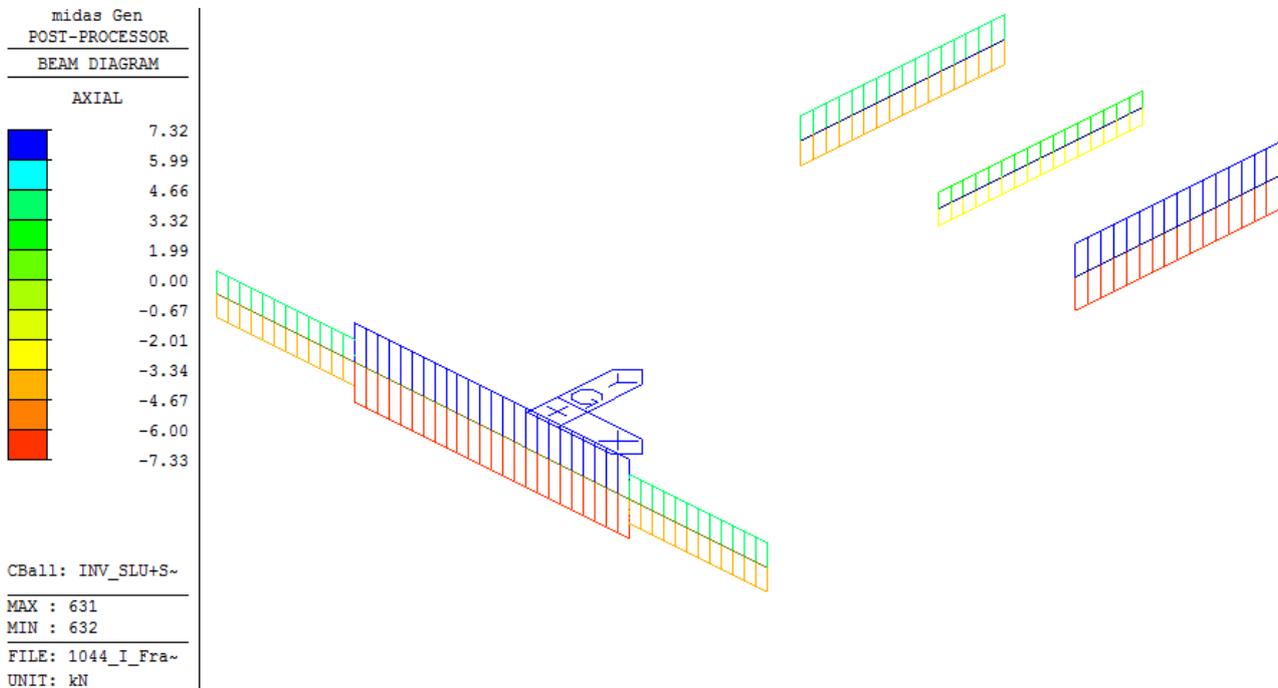


Figura 52 – Sforzo normale minimo allo SLU/SLV

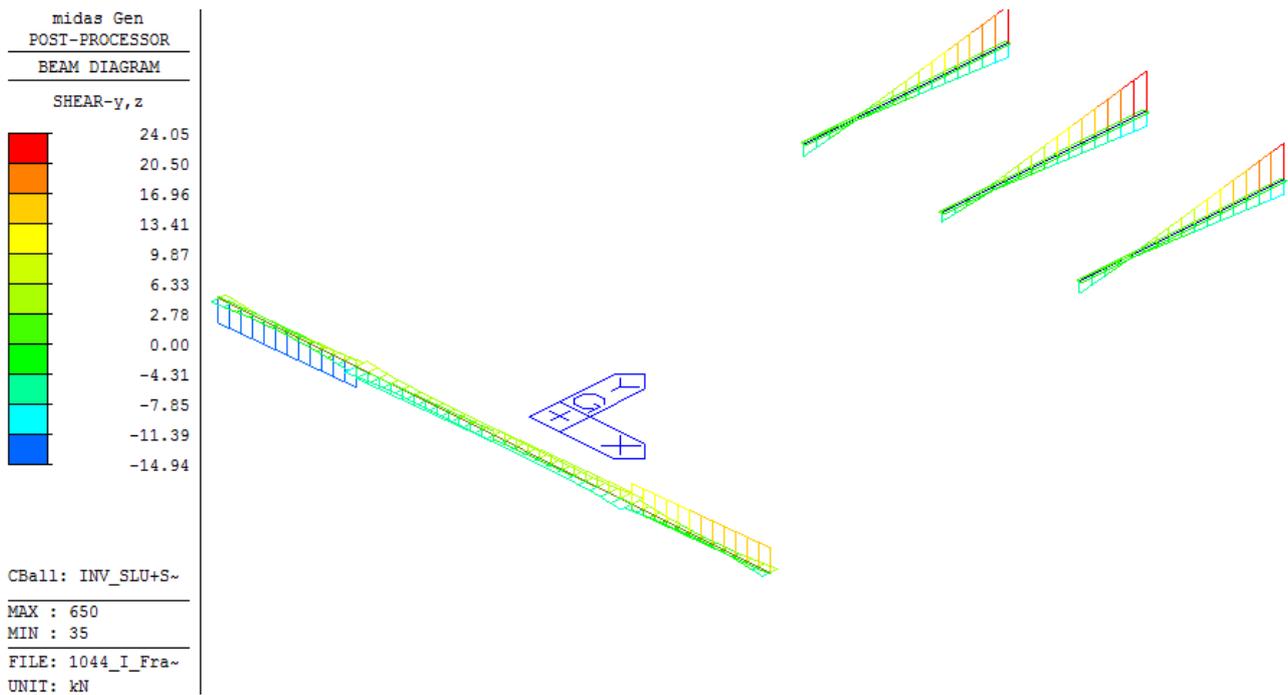


Figura 53 – Involuppo degli sforzi di Taglio allo SLU/SLV

Il collegamento a taglio viene realizzato mediante 3 M10 cl.8.8 che collegano l'anima del profilo secondario IPE400 con il piatto sp.8mm saldato sulla trave principale HEA400.

Si ottiene:

$$F_{v,Ed} = (N^2 + F_z^2)^{0.5} / n_{bull} = (6.23^2 + 24.05^2)^{0.5} / 3 = 8.28 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = F_y / n_{bull} = 5.75 / 3 = 1.92 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8, diametro d: 10, f_{yb}: 640, f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata (selezionato), Area: 58,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 22,27 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 33,41 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5(5)

F_{v,Sd}: 8,28, F_{t,Sd}: 1,92 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.372 + 0.041 = 0.413$$

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510), f_u: 510 N/mm²

spessore t: 8 mm, diametro foro d_o: 11 mm

distanze bordo e₁: 45, e₂: 40, passo p₁: 115, p₂: 45

α: 1, Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 81,6 kN

Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

12.3 TETTOIA IMPIANTI SPECIALI

Nei paragrafi che seguono verranno riportati i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi strutturali e le verifiche di sicurezza e di esercizio in ottemperanza alla normativa vigente.

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM impiegato:

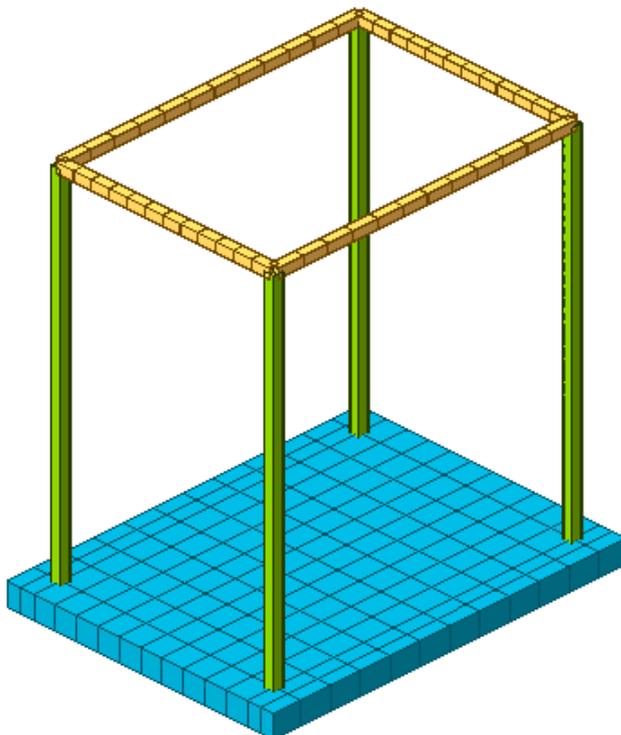


Figura 54 – Modello FEM Tettoia Impianti Speciali

12.3.1 Analisi lineare dinamica e modi di vibrare

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto previsto nel paragrafo §3.2.4 - D.M. 14/01/2008:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.3.3.1 - NTC08 si esegue un'analisi lineare dinamica, che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta del progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Di seguito sono fornite le figure dei due modi di vibrare per i quali la massa partecipante è massima rispettivamente in direzione X e Y.

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

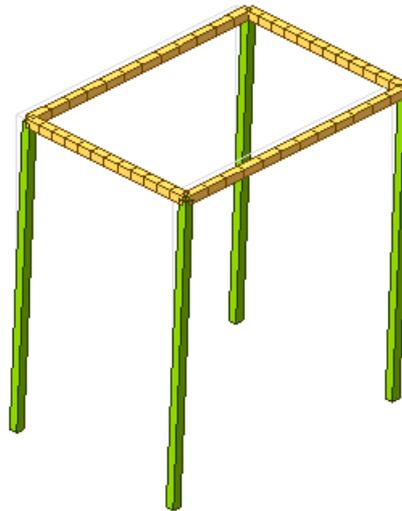
FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
5.887207

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.169860

MPM(%)
DX= 99.981605
DY= 0.000000
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
Mode 2

MAX : 696
MIN : 489

FILE: 1044_I_Cap~
UNIT: kN,m
    
```



Direzione X – Modo 2

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

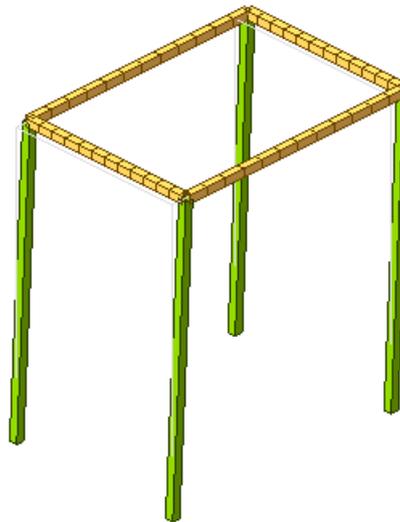
FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
5.713171

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.175034

MPM(%)
DX= 0.000000
DY= 99.978360
DZ= 0.000000
RX= 0.001542
Mode 1

MAX : 694
MIN : 489

FILE: 1044_I_Cap~
UNIT: kN,m
    
```



Direzione Y – Modo 1

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante raggiunta (in rosso il modo relativo alla direzione X e in verde quello relativo alla direzione Y):

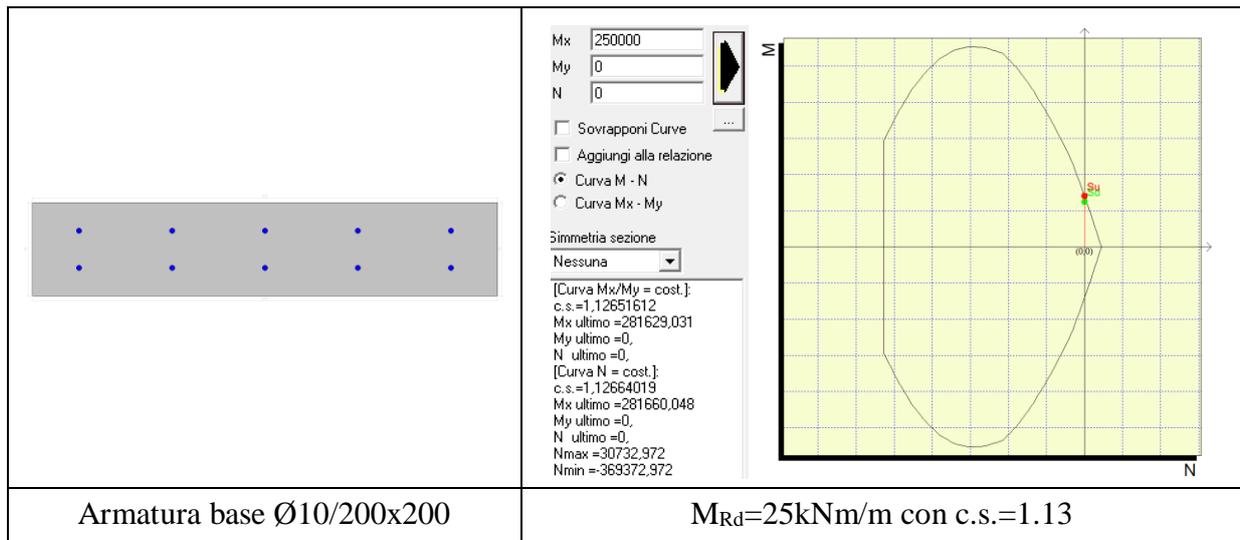
Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	35.8969	5.7132	0.1750	0.0000e+000								
2	36.9904	5.8872	0.1699	0.0000e+000								
3	48.8311	7.7717	0.1287	0.0000e+000								
4	115.7663	18.4248	0.0543	2.6349e-073								
5	196.1608	31.2200	0.0320	1.0901e-056								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	99.9784	99.9784	0.0000	0.0000	0.0015	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	99.9816	99.9816	0.0000	99.9784	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	99.9816	0.0000	99.9784	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0000	0.0000	99.9720	99.9720
4	0.0000	99.9816	0.0000	99.9784	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0000	0.0000	0.0141	99.9861
5	0.0000	99.9816	0.0000	99.9784	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	99.9861

12.3.2 Verifica della platea di fondazione

12.3.2.1 Verifica a flessione allo SLU

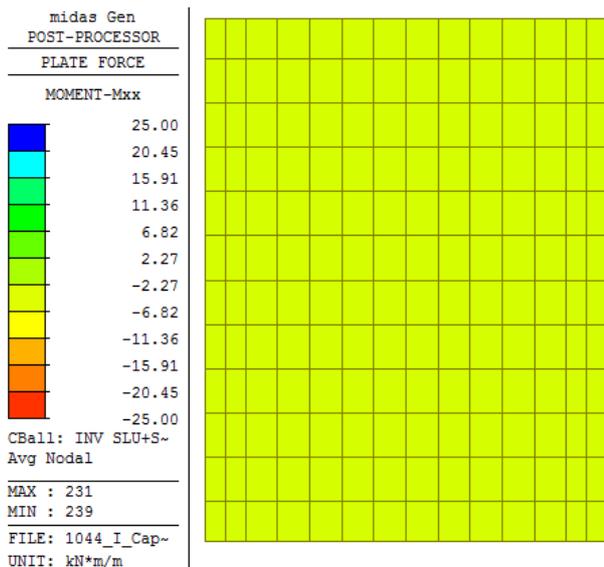
Il dimensionamento della platea di fondazione di spessore $\neq 200\text{mm}$ ed il relativo calcolo dell'armatura viene condotto agli Stati Limite Ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni.

La sezione di progetto viene armata con armatura diffusa $\text{Ø}10/200 \times 200$ superiormente e inferiormente, la quale restituisce un momento resistente di $M_{Rd} = 25 \text{ kNm/m}$.

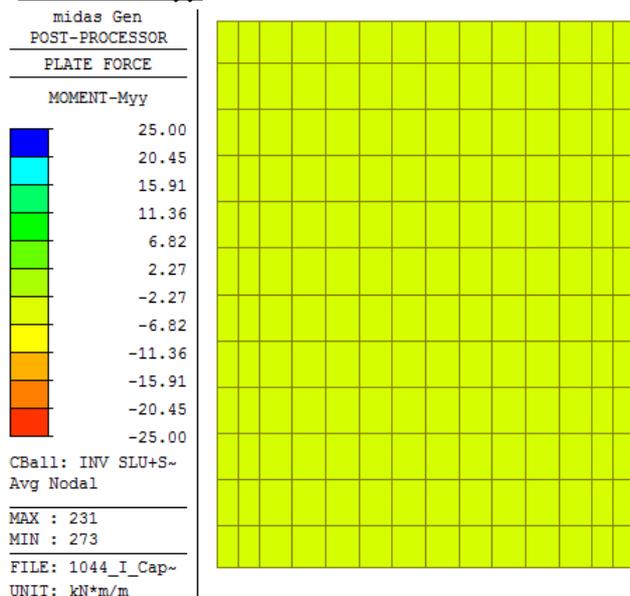


Si pone tale valore nella mappa cromatica sia in corrispondenza delle fibre inferiori che superiormente.

Momento M_{xx}



Momento M_{yy}



La verifica è soddisfatta.

12.3.2.2 Verifica alle tensioni di esercizio allo SLE

La verifica alle tensioni di esercizio della fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quasi permanente e verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

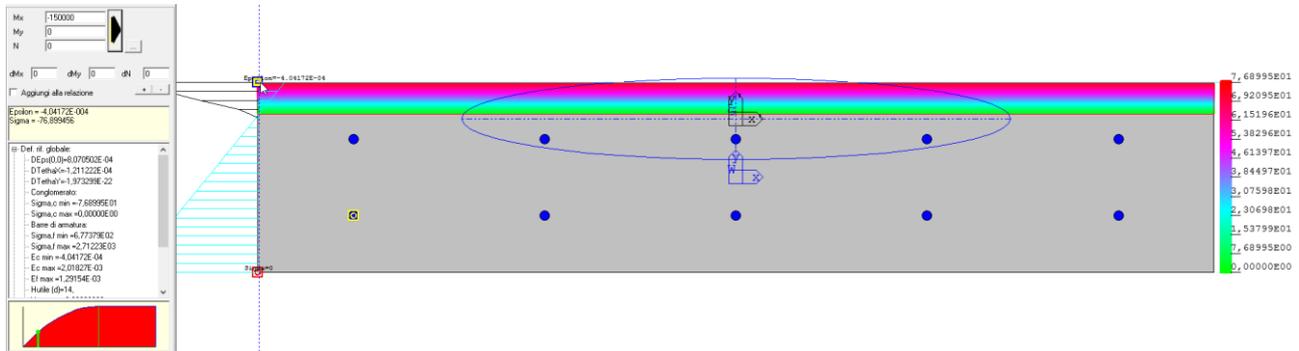
$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = 0.60 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

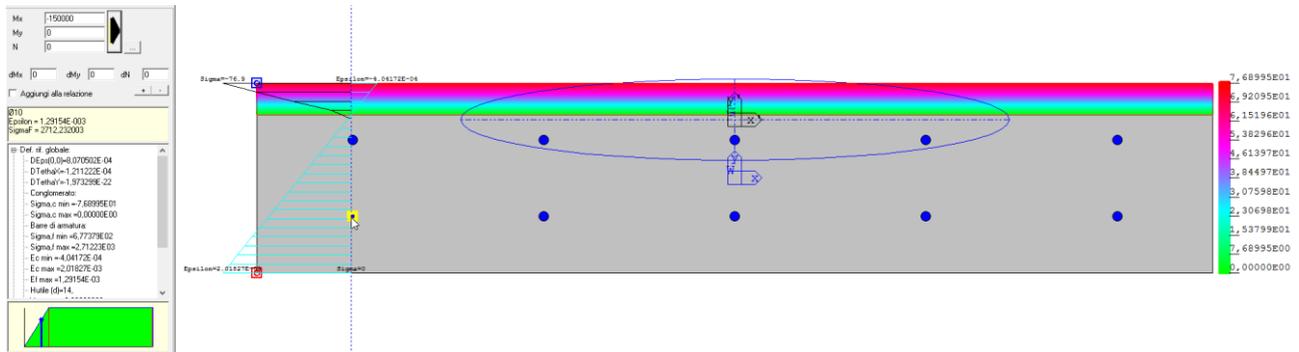
Combinazione QUASI PERMANENTE:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$



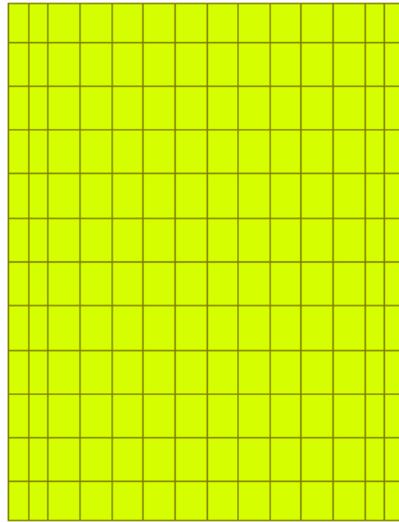
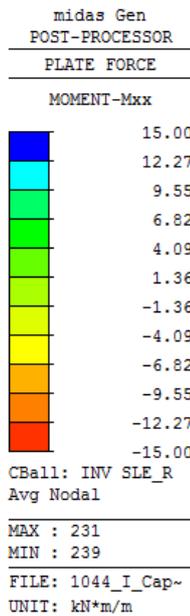
$$\sigma_{c,max} = 7.69 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$$



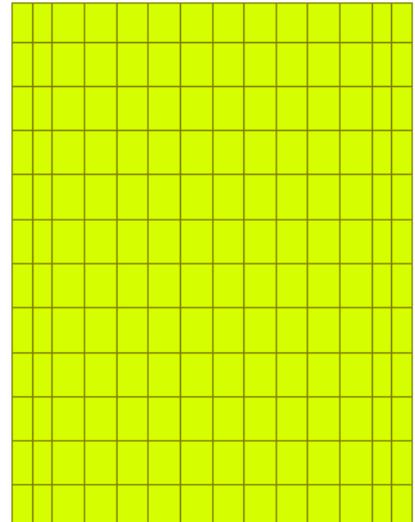
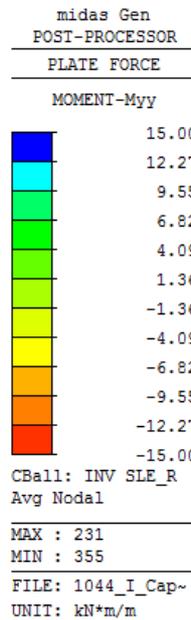
$$\sigma_{s,max} = 271 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta, sotto forma di mappe cromatiche, il momento resistente $M_{Rd} = 15 \text{ kNm/m}$ in direzione XX e YY agli SLE.

Momento Mxx



Momento Myy



La verifica è soddisfatta.

12.3.2.3 Verifica a fessurazione allo SLE

La verifica di fessurazione della platea di fondazione viene condotta agli Stati Limite di Esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale molto aggressiva corrispondente alla combinazione quasi permanente e frequente con apertura di fessure di ampiezza massima pari a:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

w₁, w₂, w₃ sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

La platea con armatura base restituisce un momento resistente M_{Rd} = 15 kNm/m che impedisce l'apertura di fessure:

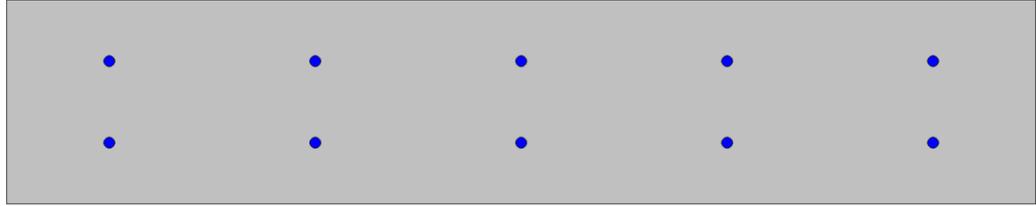
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
 INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO ESECUTIVO

Me: 150000
 My: 0
 N: 0

Eu/Ec: 15 Moli diametro: 7.5
 Piano (cm): 11 Rad. zona liscia: 0.5
 Beta 1: 1 Beta 2: 1
 K1: 0.8
 K2: 0.5
 Iot: 32
 Iot.1: 32
 Copifeno: 6
 Intenfeno: 0
 Ick: 350

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Sezione non liscia
 Sigla c max. l. fido
 Sollecitazioni di flessione con Iot.1: 32
 Mx = 25385.2 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN
 Eps.max acciaio = 0.000156



Di seguito si riportano, sotto forma di mappe cromatiche, i momenti resistenti della sezione:

Momento Mxx

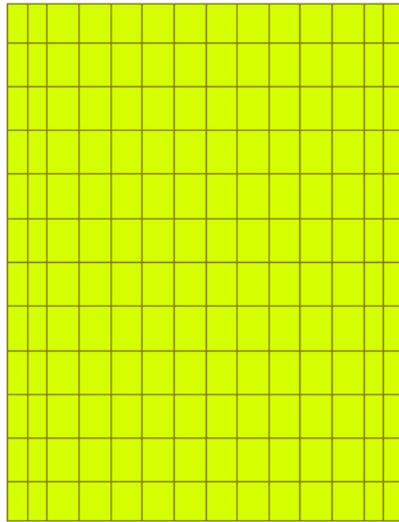
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 MOMENT-Mxx

15.00
12.27
9.55
6.82
4.09
1.36
-1.36
-4.09
-6.82
-9.55
-12.27
-15.00

CBall: INV SLE_R
 Avg Nodal

MAX : 231
 MIN : 239

FILE: 1044_I_Cap~
 UNIT: kN*m/m



Momento Myy

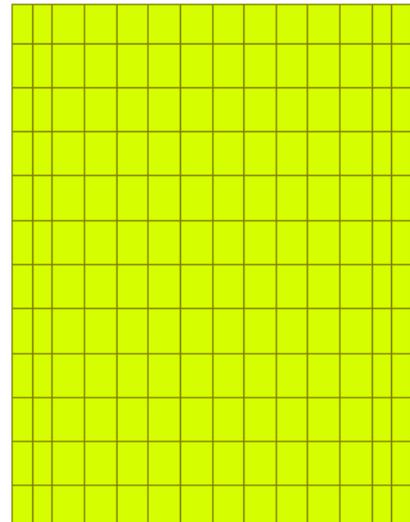
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 MOMENT-Myy

15.00
12.27
9.55
6.82
4.09
1.36
-1.36
-4.09
-6.82
-9.55
-12.27
-15.00

CBall: INV SLE_R
 Avg Nodal

MAX : 231
 MIN : 355

FILE: 1044_I_Cap~
 UNIT: kN*m/m

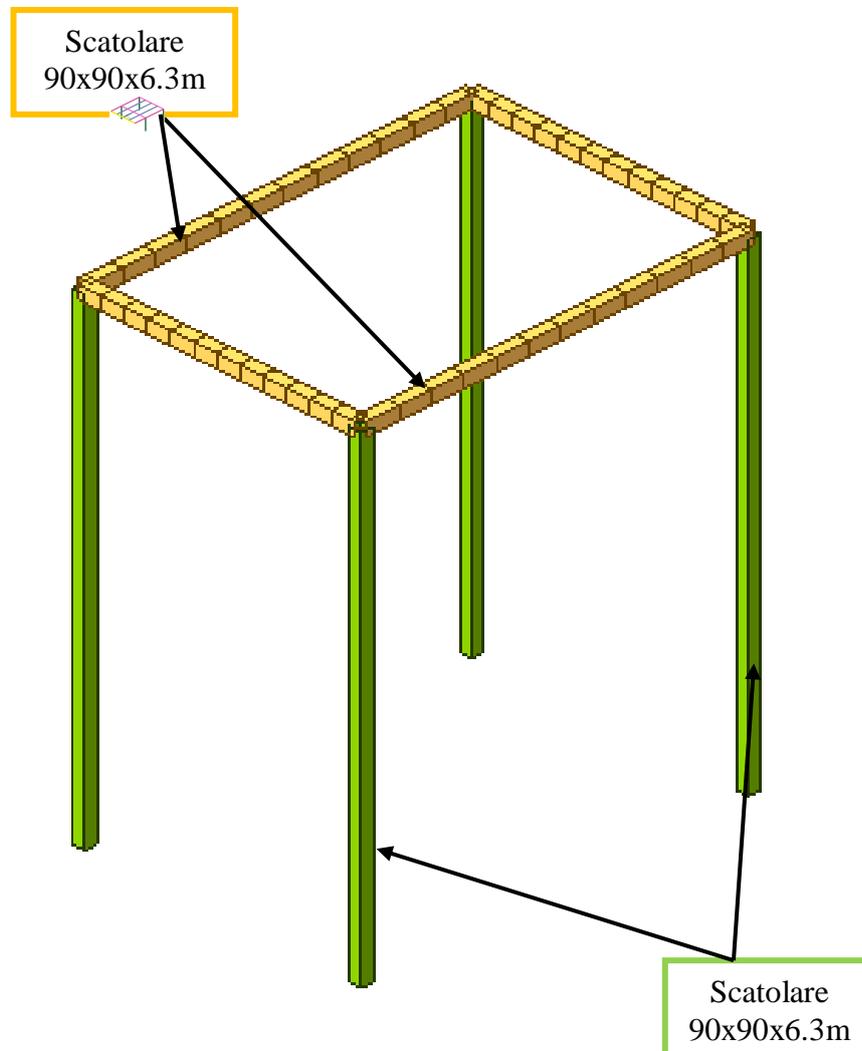


La verifica è soddisfatta.

12.3.3 Verifica della struttura in acciaio

12.3.3.1 Verifiche di resistenza

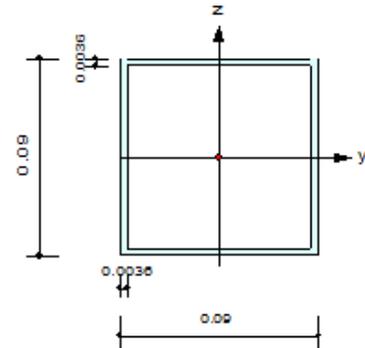
Si riporta la verifica degli elementi in acciaio di seguito indicati:



Colonne scatolari 90x90x6.3mm

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 443
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : P 90x90x3.6mm (No:1)
 (Rolled : P 90x90x3.6mm).
 Member Length : 3.30000



Member Forces

Axial Force Fxx = -1.4549 (LCB: 100, POS:I)
 Bending Moments My = -0.1843, Mz = -0.6915
 End Moments Myi = -0.1843, Myj = -0.1303 (for Lb)
 Myi = -0.1843, Myj = -0.1303 (for Ly)
 Mzi = -0.6915, Mzj = -0.3191 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.4037 (LCB: 100, POS:I)
 Fzz = -0.3354 (LCB: 111, POS:I)

Depth	0.09000	Web Thick	0.00360
Flg Width	0.09000	Top F Thick	0.00360
Web Center	0.08640	Bot.F Thick	0.00360
Area	0.00124	Asz	0.00065
Qyb	0.00280	Qzb	0.00280
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04500	Zbar	0.04500
Wely	0.00003	Welz	0.00003
ry	0.03530	rz	0.03530

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.30000, Lz = 3.30000, Lb = 3.30000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 93.5 < 200.0$ (Memb:443, LCB: 100)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.455/420.645 = 0.003 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.1843/13.6368 = 0.014 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.6915/13.6368 = 0.051 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b_LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.068 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

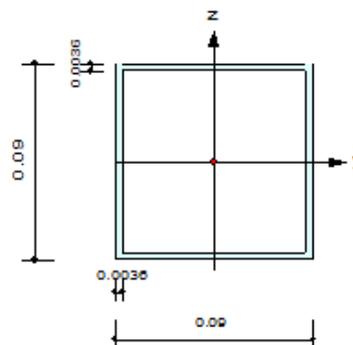
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

Travi scatolari 90x90x6.3mm

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 447
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : T 90x90x3.6mm (No:2)
 (Rolled : T 90x90x3.6mm).
 Member Length : 2.80000



Member Forces

Axial Force Fxx = -0.2673 (LCB: 9, POS:1/2)
 Bending Moments My = 0.93817, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -0.6244, Myj = -0.6244 (for Lb)
 Myi = -0.6244, Myj = -0.6244 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.1772 (LCB: 111, POS:J)
 Fzz = -2.2323 (LCB: 37, POS:I)

Depth	0.09000	Web Thick	0.00360
Flg Width	0.09000	Top F Thick	0.00360
Web Center	0.08640	Bot.F Thick	0.00360
Area	0.00124	Asz	0.00065
Qyb	0.00280	Qzb	0.00280
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04500	Zbar	0.04500
Wely	0.00003	Welz	0.00003
ry	0.03530	rz	0.03530

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.80000, Lz = 2.80000, Lb = 2.80000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 79.3 < 200.0 (Memb:447, LCB: 9)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.267/420.645 = 0.001 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 0.9382/13.6368 = 0.069 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.0000/13.6368 = 0.000 < 1.000 O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Room = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)

Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)

Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)

Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[RNRd, (Room+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.069 < 1.000 .. O.K

Shear Resistance

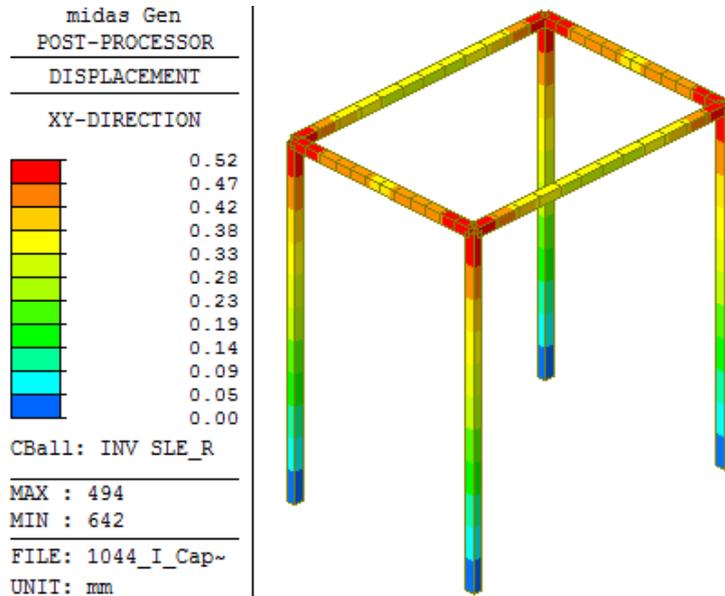
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.018 < 1.000 O.K

12.3.3.2 Verifica degli spostamenti allo SLE

Spostamenti orizzontali

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo in valore assoluto degli spostamenti delle colonne della struttura:



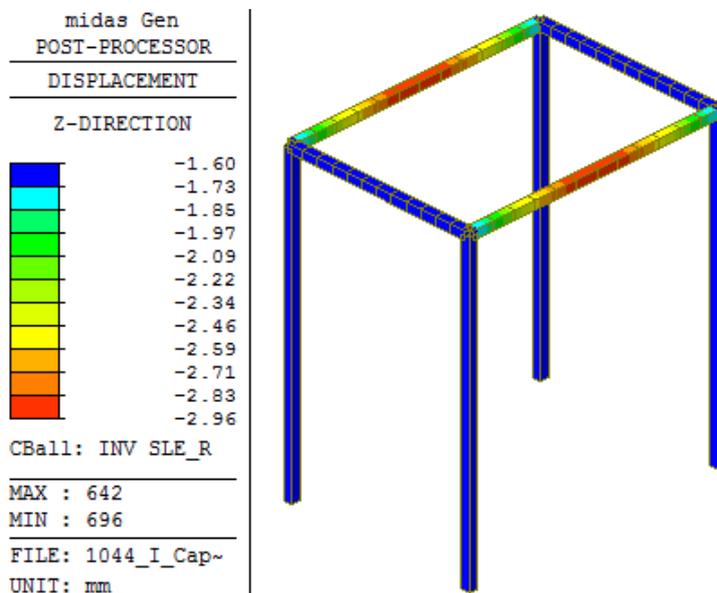
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 14.01.2008, Cap. 4.2.4.2.2), la deformazione massima per coperture in generale soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 3000/300 = 10mm > 0.52mm$$

La verifica è soddisfatta.

Spostamenti verticali

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo in valore assoluto degli spostamenti delle travi in direzione verticali:



Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 14.01.2008, Cap. 4.2.4.2.1), la deformazione massima per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$L/200 = 3000/200 = 15\text{mm} > 2.96\text{mm}$$

La verifica è soddisfatta.

12.3.3.3 Verifica del giunto di base

Si riportano sotto forma di mappe cromatiche le sollecitazioni agenti sulle colonne date dall'involuppo allo SLU e SLV.

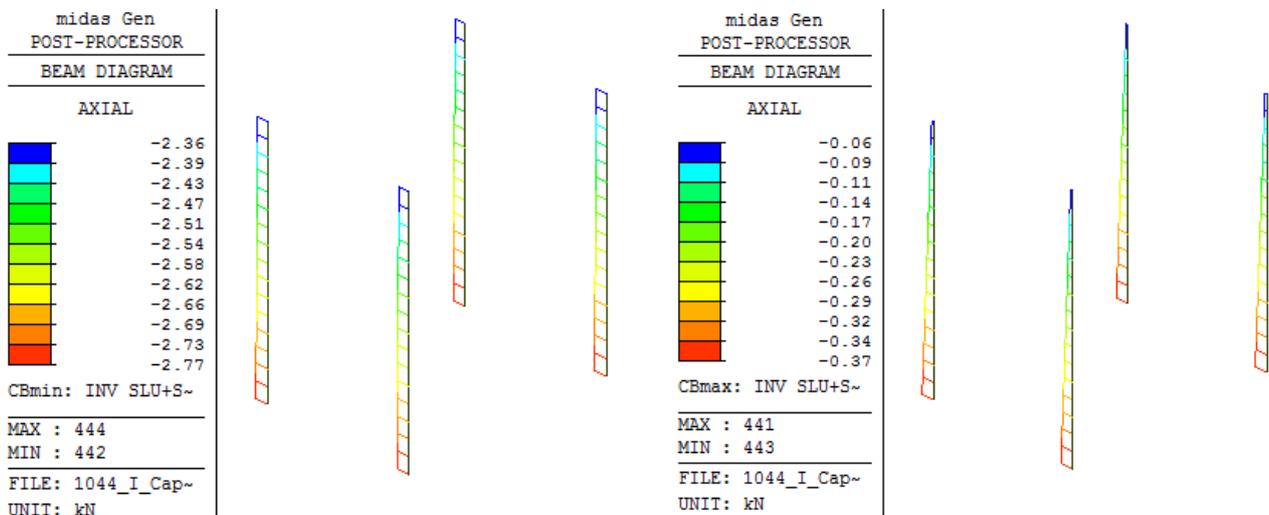


Figura 55 – Involuppo massimo (a sinistra) e minimo (a destra) dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

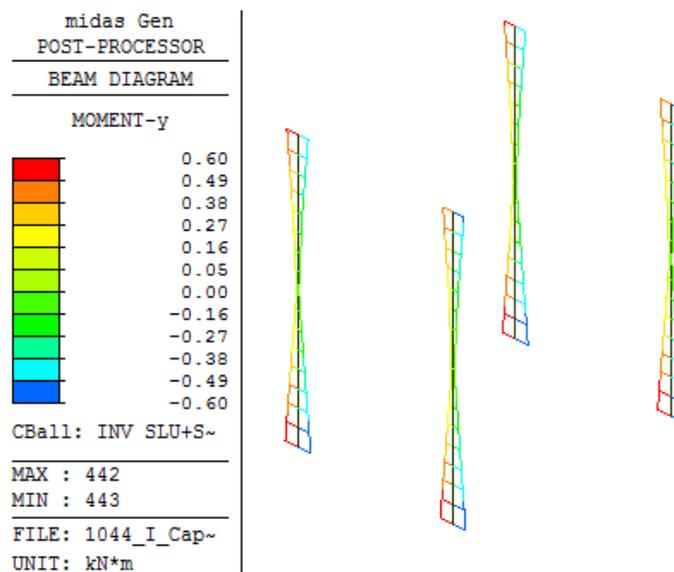


Figura 56 – Involuppo del Momento flettente in direzione y allo SLU/SLV

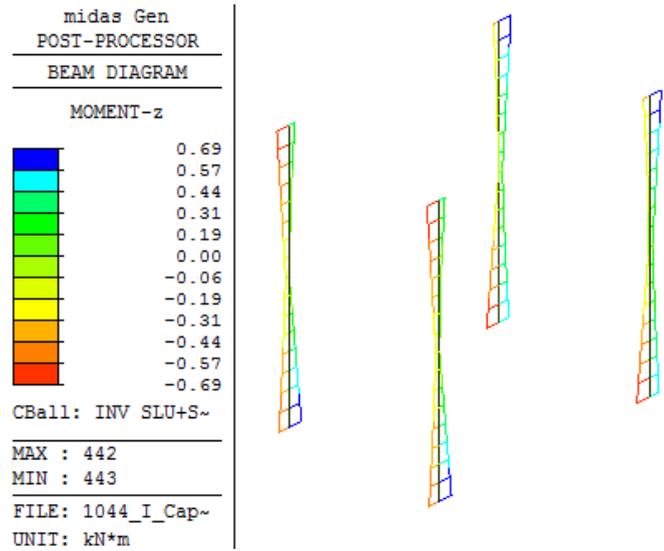


Figura 57 – Involuppo del Momento flettente in direzione z allo SLU/SLV

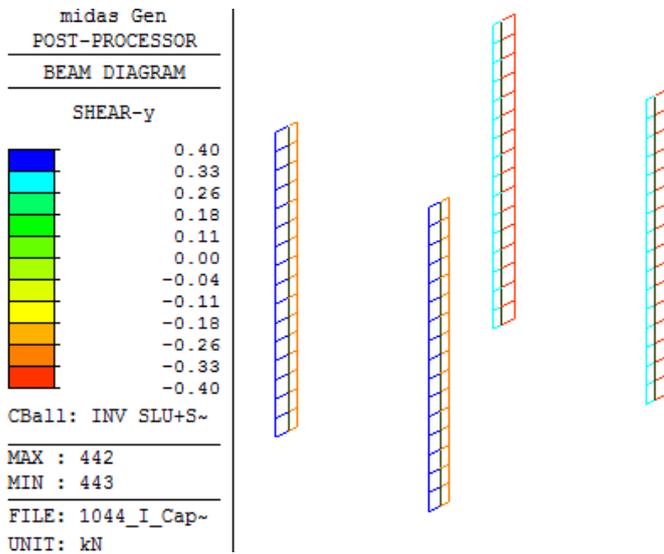


Figura 58 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione y allo SLU/SLV

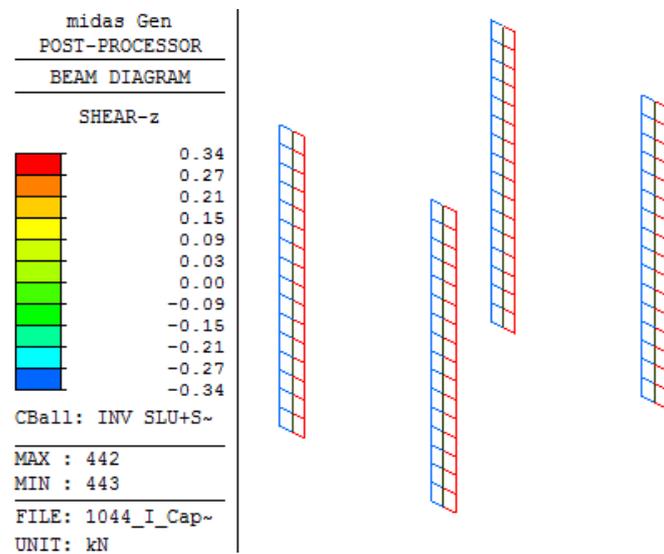


Figura 59 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione z allo SLU/SLV

Il giunto viene realizzato mediante una piastra quadrata $170 \times 70 \times 10 \text{ mm}$ annegata nel getto e su cui sono saldati quattro zanche $\varnothing 12$ sagomate a S.

Verifica delle barre di ancoraggio

Si riporta la verifica della sezione delle barre di ancoraggio:

$$F_{t,Ed} = [(M_{Ed,Y}^2 + M_{Ed,Z}^2)^{0.5}] / n_{bt} = [(0.60^2 + 0.69^2)^{0.5}] / 2 = 0.46 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = [(F_{Ed,Y}^2 + F_{Ed,Z}^2)^{0.5}] / n_{bv} = [(0.34^2 + 0.40^2)^{0.5}] / 4 = 0.13 \text{ kN}$$

Da cui:

$$F_{t,Rd} = f_{yd} \cdot A_s = (450 / 1.15) \cdot (\pi \cdot 6^2) = 44.25 \text{ kN} > F_{t,Ed}$$

$$F_{v,Rd} = f_{yd} \cdot A_{sv} = (450 / 1.15) \cdot (\pi \cdot 6^2 / \sqrt{3}) = 25.55 \text{ kN} > F_{v,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del cono di calcestruzzo

Si riporta la verifica all'estrazione del cono di calcestruzzo: la tensione tangenziale considerata agente sulla superficie di rottura deve poter equilibrare l'azione di contrasto della rosetta.

La superficie laterale è pari a:

$$S = \pi \cdot l \cdot h = \pi \cdot 50 \cdot 115 = 18064 \text{ mm}^2$$

La tensione tangenziale massima ammissibile vale:

$$\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15 / 75) = 0.4 + (45 - 15 / 75) = 0.80 \text{ MPa}$$

Pertanto la reazione massima che il calcestruzzo è in grado di sviluppare per ciascun ancoraggio è pari a:

$$R_{c,Rd} = \tau_{c0} \cdot S = 0.80 \cdot 18064 \cdot 10^{-3} = 14.45 \text{ MPa} > F_{t,Ed}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

12.3.3.4 Verifica del collegamento trave - colonna

Si riportano sotto forma di mappe cromatiche le sollecitazioni agenti sulle colonne date dall'involuppo allo SLU e SLV.

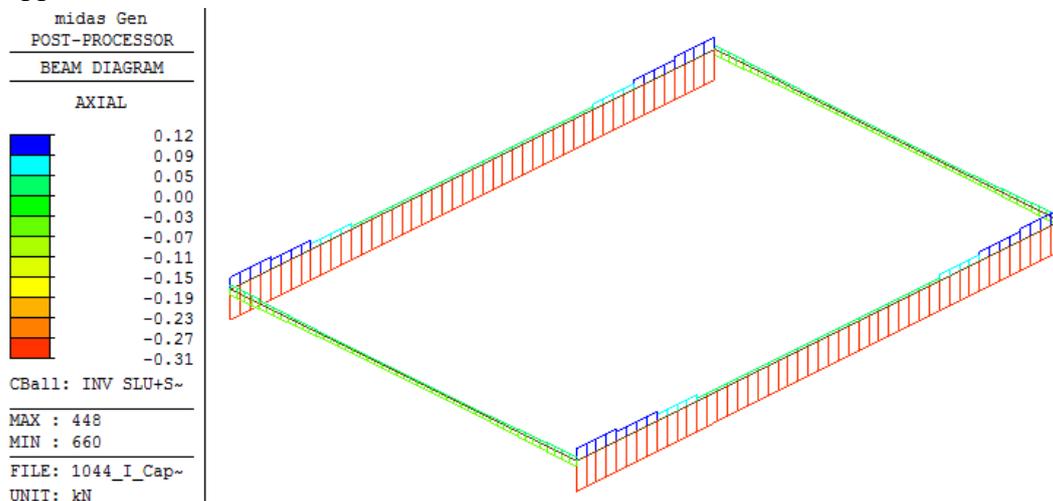


Figura 60 – Involuppo dello sforzo Assiale allo SLU/SLV

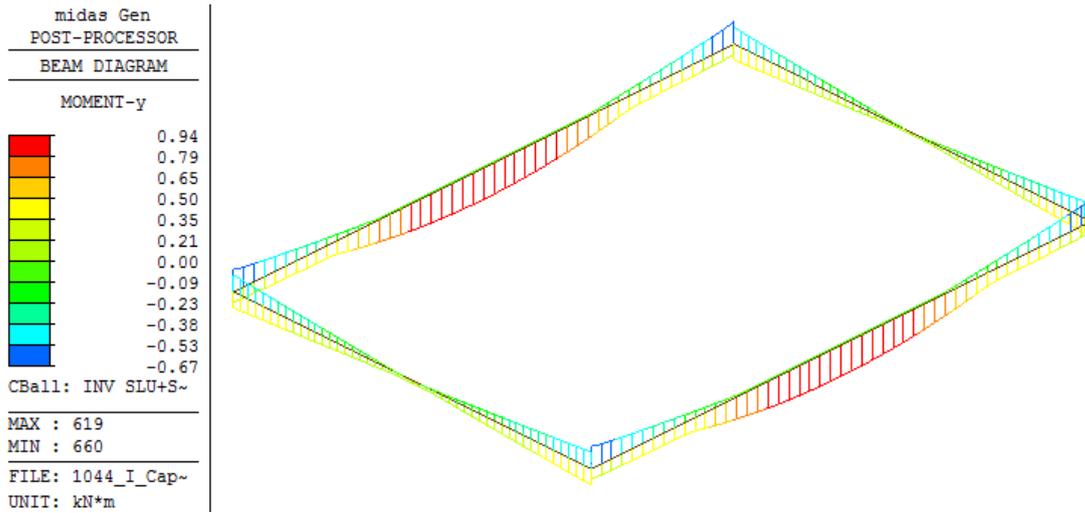


Figura 61 – Involuppo del Momento flettente in direzione y allo SLU/SLV

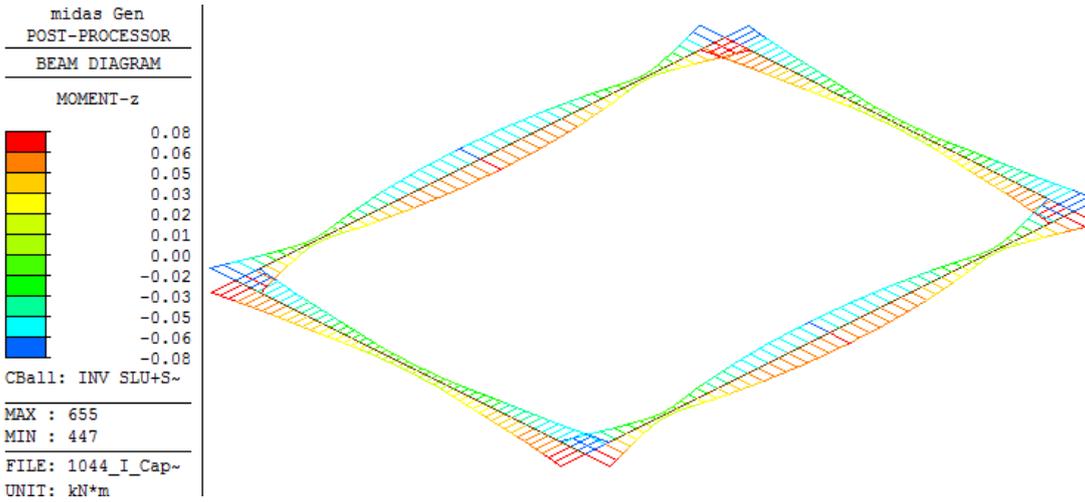


Figura 62 – Involuppo del Momento flettente in direzione z allo SLU/SLV

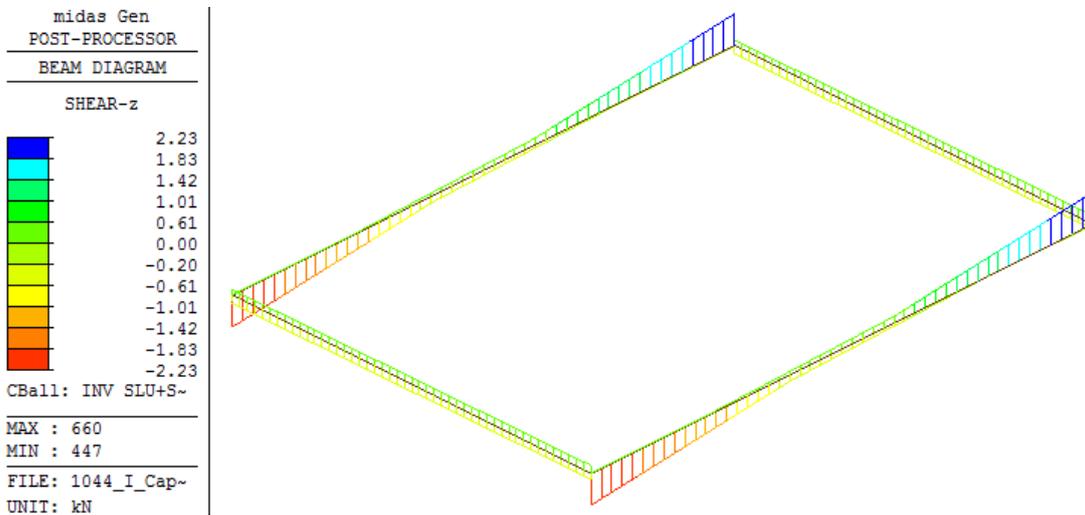


Figura 63 – Involuppo dello sforzo di Taglio in direzione z allo SLU/SLV

Il giunto viene realizzato predisponendo un moncherino saldato in officina di 200mm su cui realizzare l'ancoraggio con due piatti di testa collegati mediante un bullone M16 cl.8.8.

Si ricava:

$$F_{t,Ed} = F_x + (M_{Ed,y}/b_y) + (M_{Ed,z}/b_z) = 0.31 + (0.67/0.045) + (0.08/0.045) = 16.98 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = F_{Ed,z} = 2.23 \text{ kN}$$

Pertanto:

La verifica è soddisfatta.

13 VERIFICHE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

13.1 CARICHI AGENTI

13.1.1 Cabina Enel e gruppo di pompaggio – piano terra

I carichi derivano dal modello strutturale.

Combinazione	N (kN)	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
SLE	1282.03	28.23	54.83	442.81	740.74
SLU	1770.07	43.07	81.46	639.07	986.64
SLV	1314.28	181.115	192.093	898.931	1356.003

13.1.2 Cabina Enel e gruppo di pompaggio – fossa

I carichi derivano dal modello strutturale.

Combinazione	N (kN)	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
SLE	3315.67	36.4	41.06	1023.65	2173.23
SLU	4640.13	55.33	60.8	1440.14	3033.21
SLV	3281.487	183.073	181.049	1901.361	2929.366

13.1.3 Posto di guardia

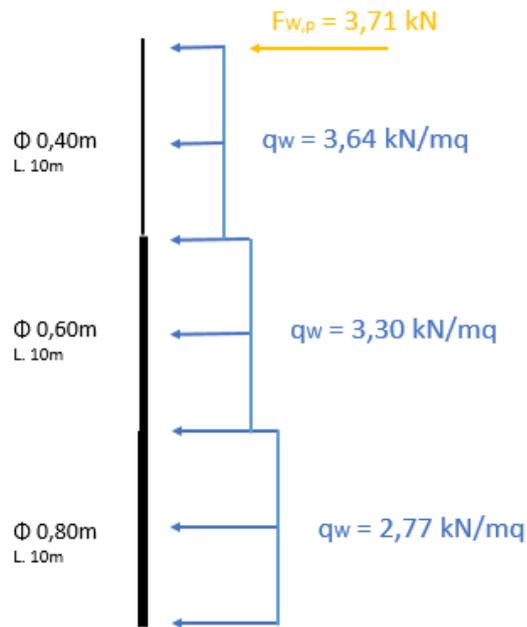
I carichi derivano dal modello strutturale.

Combinazione	N (kN)	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
SLE	3125.07	17.35	25.69	668.51	382.95
SLU	4134.77	26.01	38.17	901.75	518.07
SLV	3154.657	235.356	267.432	1834.448	1442.243

13.1.4 Torre faro alta 30 m

Zona di esposizione al vento	4
Velocità del vento da considerare	28 m/sec
Nr. di proiettori posti in testa	12
Area di esposizione al vento per proiettore	0.17 m ²
Peso della torre faro	2400 kg
Diametro di base del palo	0.800m
Diametro di testa del palo	0.240m
Profondità di infilaggio nella fondazione	1.70m

La torre è soggetta al carico da vento sul fusto dell'elemento (in blu) e sui 12 proiettori in testa all'elemento (in arancione):



Pertanto alla base le sollecitazioni allo Stato Limite di Esercizio valgono:

$$N_{Ed} = 24 = 24.00 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3.71 + 3.64 \cdot 0.40 \cdot 10 + 3.30 \cdot 0.60 \cdot 10 + 2.77 \cdot 0.80 \cdot 10 = 60.23 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3.71 \cdot 30 + 3.64 \cdot 0.40 \cdot 10 \cdot 25 + 3.30 \cdot 0.60 \cdot 10 \cdot 15 + 2.77 \cdot 0.80 \cdot 10 \cdot 5 = 883.10 \text{ kNm}$$

Allo Stato Limite Ultimo, invece, si ricava:

$$N_{Ed} = 1.3 \cdot 24 = 31.20 \text{ kN}$$

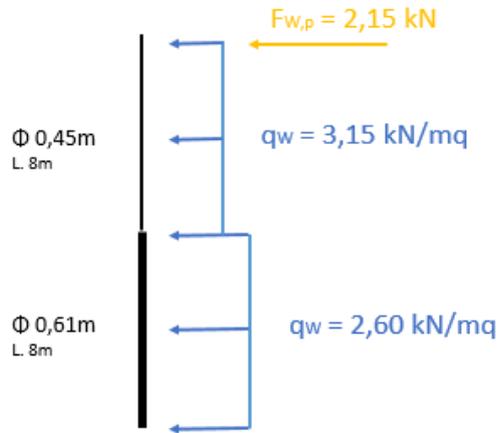
$$V_{Ed} = 1.5 \cdot (3.71 + 3.64 \cdot 0.40 \cdot 10 + 3.30 \cdot 0.60 \cdot 10 + 2.77 \cdot 0.80 \cdot 10) = 90.35 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1.5 \cdot (3.71 \cdot 30 + 3.64 \cdot 0.40 \cdot 10 \cdot 25 + 3.30 \cdot 0.60 \cdot 10 \cdot 15 + 2.77 \cdot 0.80 \cdot 10 \cdot 5) = 1324.65 \text{ kNm}$$

13.1.5 Torre faro alta 16 m

Zona di esposizione al vento	4
Velocità del vento da considerare	28 m/sec
Nr. di proiettori posti in testa	8
Area di esposizione al vento per proiettore	0.17 m ²
Peso della torre faro	1140 kg
Diametro di base del palo	0.610m
Diametro di testa del palo	0.195m
Profondità di infilaggio nella fondazione	1.30m

La torre è soggetta al carico da vento sul fusto dell'elemento (in blu) e sugli 8 proiettori in testa all'elemento (in arancione):



Pertanto alla base le sollecitazioni allo Stato Limite di Esercizio valgono:

$$N_{Ed} = 11.40 = 11.40 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2.15 + 3.15 \cdot 0.45 \cdot 8 + 2.60 \cdot 0.61 \cdot 8 = 26.18 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2.15 \cdot 16 + 3.15 \cdot 0.45 \cdot 8 \cdot 12 + 2.60 \cdot 0.61 \cdot 8 \cdot 4 = 221.23 \text{ kNm}$$

Allo Stato Limite Ultimo, invece, si ricava:

$$N_{Ed} = 1.3 \cdot 11.40 = 14.82 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1.5 \cdot (2.15 + 3.15 \cdot 0.45 \cdot 8 + 2.60 \cdot 0.61 \cdot 8) = 39.27 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1.5 \cdot (2.15 \cdot 16 + 3.15 \cdot 0.45 \cdot 8 \cdot 12 + 2.60 \cdot 0.61 \cdot 8 \cdot 4) = 331.85 \text{ kNm}$$

13.2 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \tan \varphi$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.

Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori i_γ, i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \tan \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \tan \varphi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ, b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

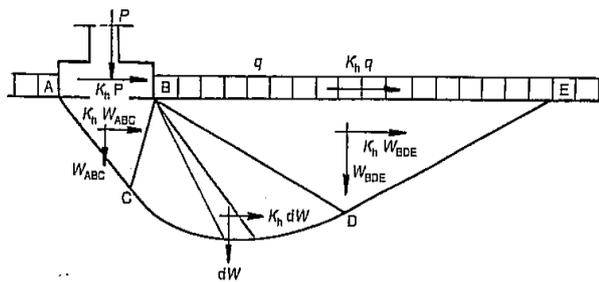
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

**Effetti inerziali dovuti al sisma
(Paolucci & Pecker, 1995)**



Effetti inerziali: fattori correttivi z

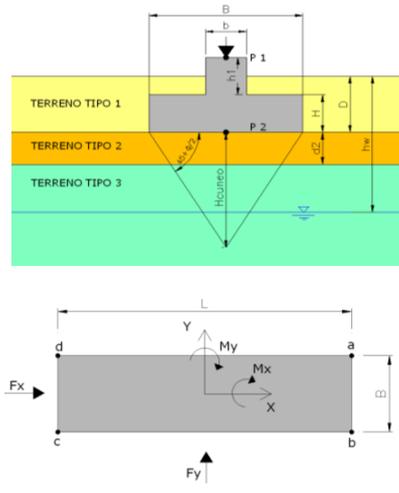
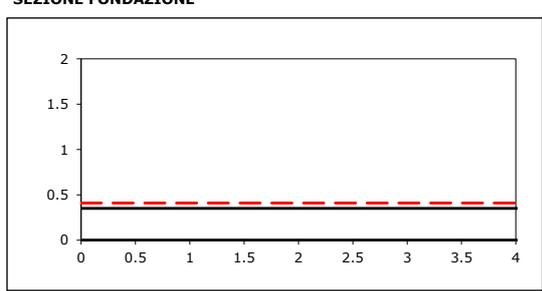
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg} \varphi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

13.2.1 Platea di fondazione della cabina Enel e del gruppo di pompaggio

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																			
PROGETTO		Tremestieri																	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE		Progetto esecutivo																	
J.N.		1044																	
DATA		12.04.2017																	
DESCRIZIONE		Cabina Enel - piano terra																	
GEOMETRIA FONDAZIONE																			
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																	
(1) Plinto / Platea																			
(2) Trave																			
L (lato maggiore fondazione)	6.7	m																	
B (lato minore fondazione)	4.06	m																	
H (altezza fondazione)	0.35	m																	
I (lato maggiore dado)	0	m																	
b (lato minore dado)	0	m																	
h1 (altezza dado)	0	m																	
D (altezza terreno stabilizzante)	0.41	m																	
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	0	kN/mc																	
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	0	kN/mc																	
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°																	
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°																	
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.3																		
S (coeff. stratigrafico)	1																		
Punto Applicazione forze esterne	1																		
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																			
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																			
Braccio Forze esterne	0.4	m																	
Volume cls fondazione	10	mc																	
Volume terreno sopra fondazione	2	mc																	
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	0	kN																	
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN																	
P.P.1 + P.P.2	0	kN																	
																			
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																			
QUOTA FALDA DA P.C.																			
hw (quota falda da p.c. > 0)	2.37	m																	
TERRENO TIPO 1																			
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19.5	kN/mc																	
TERRENO TIPO 2																			
d_2 (spessore strato)	100	m																	
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°																	
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																	
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																	
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																	
G (modulo di elasticità trasversale)	11538	kPa																	
TERRENO TIPO 3																			
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	40	°																	
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																	
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																	
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																	
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																	
																			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																			
H_{cuneo}	3.9	m																	
$\phi'_{k,eq}$	35	°																	
$c'_{k,eq}$	0	kPa																	
$C_{u,k,eq}$	0	kPa																	
$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc																	
G	11538	kPa																	
TIPO DI VERIFICA																			
TIPO DI VERIFICA	1	\Rightarrow																	
(1) Drenata	DRENATA																		
(2) Non Drenata																			
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																		
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																		
(2) Brinch - Hansen (1970)																			
(3) Vesic (1975)																			
(4) Spangler - Handy (1982)																			
FATTORI CORRETTIVI	2																		
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																		
(2) Brinch - Hansen (1970)																			
(3) Vesic (1970)																			
FATTORI SISMICI	1																		
(1) SI	SI																		
(2) NO																			
VERIFICA IN DIREZIONE	1																		
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B																		
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)																			
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE $\phi'_{k,eq}$ 35 ° $c'_{k,eq}$ 0 kPa $C_{u,k,eq}$ 0 kPa $D \cdot \gamma$ 7,995 kPa contributo peso stabilizzante γ 14.5 kN/mc contributo forze di attrito																			
RIEPILOGO VERIFICHE: (1) D.M. 14/01/2008 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>qd (kPa)</th> <th>qmax (kPa)</th> <th>verifica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td style="text-align: center;">300</td> <td style="text-align: center;">72</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">386</td> <td style="text-align: center;">101</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(5) SISMA</td> <td style="text-align: center;">201</td> <td style="text-align: center;">101</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>					qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(1) SLE - RARA	300	72	SI	(4) A1+M1+R3	386	101	SI	(5) SISMA	201	101	SI
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																
(1) SLE - RARA	300	72	SI																
(4) A1+M1+R3	386	101	SI																
(5) SISMA	201	101	SI																
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																			

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO	Tremestieri	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo	
J.N.	1044	
DATA	12.04.2017	
DESCRIZIONE	Cabina Enel - piano terra	
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008	
COMBINAZIONE	(1) SLE - RARA	OK

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	}	D.M.14/01/2008	}	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 14/01/2008					(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2		
			(4) A1+M1+R3	Approccio 2		
			(5) SISMA			
COMBINAZIONE	1	}	EC7	}	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
					(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
					(13) A1+M1+R2	Approccio 2
					(14) A1+M2+R3	Approccio 3
					(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

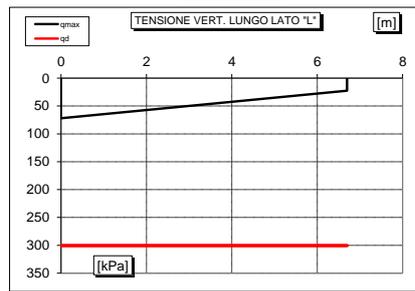
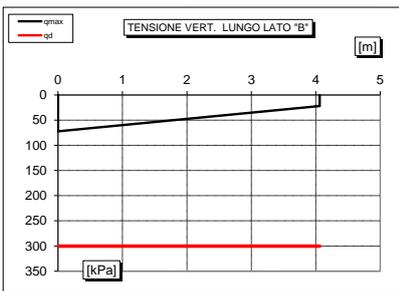
CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

<p>CARICHI CARATTERISTICI</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Gk</th> <th>Qk</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>N [kN]</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>Fy [kN]</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>Mx [kNm]</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>Fx [kNm]</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>My [kNm]</td><td>0</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>		Gk	Qk	N [kN]	0	0	Fy [kN]	0	0	Mx [kNm]	0	0	Fx [kNm]	0	0	My [kNm]	0	0	<p>CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd) INSERIRE CARICHI!!!</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Gd + Qd</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>N [kN]</td><td>128.2.03</td></tr> <tr><td>Fy [kN]</td><td>54.83</td></tr> <tr><td>Mx [kNm]</td><td>443.81</td></tr> <tr><td>Fx [kNm]</td><td>28.23</td></tr> <tr><td>My [kNm]</td><td>740.74</td></tr> </tbody> </table>		Gd + Qd	N [kN]	128.2.03	Fy [kN]	54.83	Mx [kNm]	443.81	Fx [kNm]	28.23	My [kNm]	740.74
	Gk	Qk																													
N [kN]	0	0																													
Fy [kN]	0	0																													
Mx [kNm]	0	0																													
Fx [kNm]	0	0																													
My [kNm]	0	0																													
	Gd + Qd																														
N [kN]	128.2.03																														
Fy [kN]	54.83																														
Mx [kNm]	443.81																														
Fx [kNm]	28.23																														
My [kNm]	740.74																														

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN]	0
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	0
Nd [kN]	1'282
Fy _d [kN]	55
Mx _d [kNm]	443
Fx _d [kN]	28
My _d [kNm]	741



SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot} [kN]	1'282
Fy _{tot} [kN]	54.83
Mx _{tot} [kNm]	462.0005
Fx _{tot} [kN]	28.23
My _{tot} [kNm]	750.6205
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)	0.36
REAGENTE	0.68
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0.59
REAGENTE	1.12

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
Ir (indice di rigidezza) 465 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
Icr (indice critico) 168

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_{d,c} b_c g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_{d,q} b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_{d,\gamma} b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.44	Sq	1.42	Sγ	0.76
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.90	iq	0.90	iy	0.86
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.04	dq	1.06	dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zγ	1.00
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	}	q _{ult} (A+B+C)	901 kPa	
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	362			q _d (q _{ult} /FS)	300 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	539			Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	16'635 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	5'545 kN	

q_d (q_{ult}/FS)	=	300 kPa	>	q_{max} = 72 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	22 kPa	>	τ_{max} = 2 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - piano terra
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **4**

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1
- (12) A2+M2+R1
- (13) A1+M1+R2
- (14) A1+M2+R3
- (15) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1.5	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Variabili	1.5	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 1'770
 Fy_d [kN] 81
 Mx_d [kNm] 639
 Fx_d [kN] 43
 My_d [kNm] 987

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

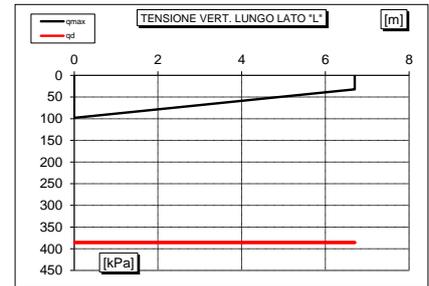
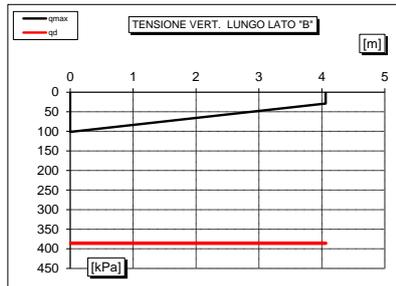
N_{tot} [kN] 1'770
 Fy_{tot} [kN] 81.46
 Mx_{tot} [kNm] 667.581
 Fx_{tot} [kN] 43.07
 My_{tot} [kNm] 1001.7145
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.38
 REAGENTE 0.68
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.57
 REAGENTE 1.12

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	1770.07
Fy [kN]	81.46
Mx [kNm]	639.07
Fx [kNm]	43.07
My [kNm]	986.64



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
TIPO DI CALCOLO 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI CALCOLO 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI

PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 465 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 168

FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_s i_c d_c b_c g_c z_c \Psi_c + q N_s i_q d_q b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_s i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.43	Sq	1.42	Sγ	0.76
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.89	iq	0.89	iγ	0.85
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.04	dq	1.06	dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zγ	1.00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q _{ult} (A+B+C)	887 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	357	q _d (q _{ult} /FS)	386 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	530	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	16'324 kN
		Q _d (Q _{ult} /FS)	7'097 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 386 kPa > q_{max} = 101 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 41 kPa > τ_{max} = 3 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - piano terra
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (5) SISMA **OK**

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **5**

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1
- (12) A2+M2+R1
- (13) A1+M1+R2
- (14) A1+M2+R3
- (15) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 1'314
 Fy_d [kN] 192
 Mx_d [kNm] 899
 Fx_d [kN] 181
 My_d [kNm] 1'356

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

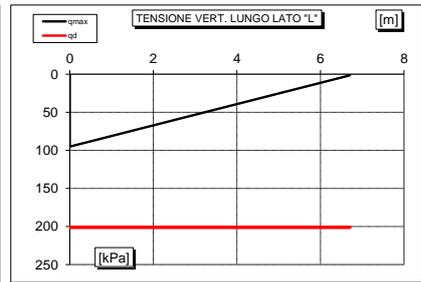
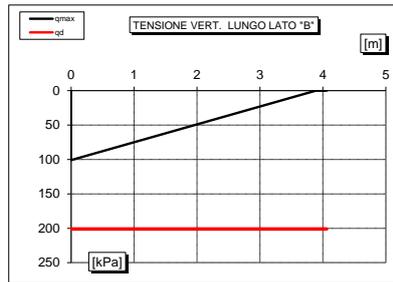
N_{tot} [kN] 1'314
 Fy_{tot} [kN] 192.093
 Mx_{tot} [kNm] 966.16355
 Fx_{tot} [kN] 181.115
 My_{tot} [kNm] 1419.39325
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.74
 PARZIALIZZATA 0.68
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 1.08
 REAGENTE 1.12

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	1314.28
Fy [kN]	192.09
Mx [kNm]	898.93
Fx [kNm]	181.12
My [kNm]	1356.00



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
TIPO DI FONDAZIONE 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI VERIFICA 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI FONDAZIONE 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI VERIFICA 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 465 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 168

FORMULA GENERALE

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.41	Sq	1.40	Sγ	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.68	iq	0.69	iy	0.59
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.04	dq	1.06	dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	by	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	0.90	zq	0.82	zy	0.82
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	462 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	224		q _d (q _{ult} /FS)	201 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	238		Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	5'434 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	2'363 kN

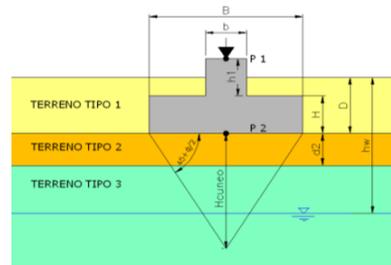
q_d (q_{ult}/FS) = 201 kPa > q_{max} = 101 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 31 kPa > τ_{max} = 10 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - fossa

GEOMETRIA FONDAZIONE

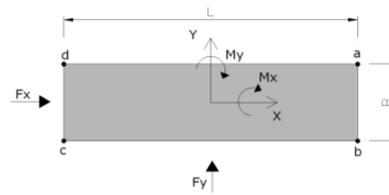
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	12.86	m
B (lato minore fondazione)	7.16	m
H (altezza fondazione)	0.35	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1.09	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	0	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	0	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.3	
S (coeff. stratigrafico)	1	



Punto Applicazione forze esterne

(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1	1
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2	

Braccio Forze esterne	0.4	m
Volume cls fondazione	32	mc
Volume terreno sopra fondazione	68	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	0	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	0	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

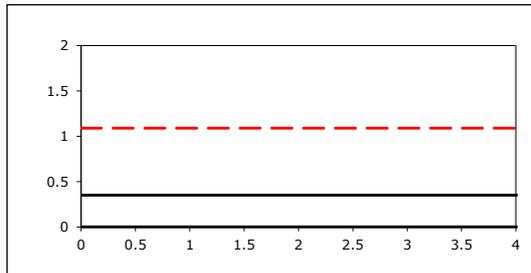
QUOTA FALDA DA P.C.	
hw (quota falda da p.c. > 0)	2.35 m

TERRENO TIPO 1	
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19.5 kN/mc

TERRENO TIPO 2	
d_2 (spessore strato)	100 m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35 °
c'_{k2} (coesione efficace)	0 kPa
$c_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0 kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19.5 kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	11538 kPa

TERRENO TIPO 3	
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	40 °
c'_{k3} (coesione efficace)	0 kPa
$c_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0 kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.5 kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	19231 kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{cuneo}	6.9	m
$\phi'_{k,eq}$	35	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$c_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc
G	11538	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	⇒
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN
(2) Brinch - Hansen (1970)	
(3) Vesic (1975)	
(4) Spangler - Handy (1982)	

FATTORI CORRETTIVI	2
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN
(2) Brinch - Hansen (1970)	
(3) Vesic (1970)	

FATTORI SISMICI	1
(1) SI	SI
(2) NO	

VERIFICA IN DIREZIONE	1
(1) Y (Momento Mxx e forza Fy // B)	B
(2) X (Momento Myy e forza Fx // L)	

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi'_{k,eq}$	35	°	
$c'_{k,eq}$	0	kPa	
$c_{u,k,eq}$	0	kPa	
$D \cdot \gamma$	21.255	kPa	contributo peso stabilizzante
γ	11.3	kN/mc	contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 14/01/2008			
	<u>qd (kPa)</u>	<u>qmax (kPa)</u>	<u>verifica</u>
(1) SLE - RARA	661	47	SI
(4) A1+M1+R3	859	66	SI
(5) SISMA	599	54	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - fossa
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1** D.M.14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **1**

D.M.14/01/2008

EC7

X

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988

- Approccio 1 comb. 1
- Approccio 1 comb. 2
- Approccio 2

(11) A1+M1+R1

(12) A2+M2+R1

(13) A1+M1+R2

(14) A1+M2+R3

(15) SISMA

Approccio 1 comb. 1

Approccio 1 comb. 2

Approccio 2

Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 3'316
 Fy_d [kN] 41
 Mx_d [kNm] 1'024
 Fx_d [kN] 36
 My_d [kNm] 2'173

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 3'316
 Fy_{tot} [kN] 41.06
 Mx_{tot} [kNm] 1038.021
 Fx_{tot} [kN] 36.4
 My_{tot} [kNm] 2185.97
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.31
REAGENTE 1.19
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.66
REAGENTE 2.14

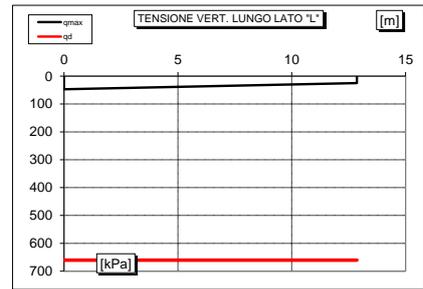
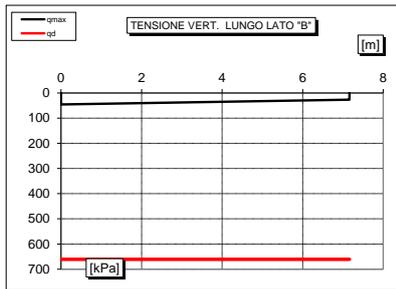
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	3315.67
Fy [kN]	41.06
Mx [kNm]	1023.65
Fx [kNm]	36.40
My [kNm]	2173.23



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 311 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
 Icr (indice critico) 175
FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i_d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.41	Sq	1.40	Sγ	0.77
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.97	iq	0.97	iy	0.96
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.06	dq	1.09	dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	by	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zy	1.00
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	1'982 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1'048		q _d (q _{ult} /FS)	661 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	934		Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	149'455 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	49'818 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 661 kPa > q_{max} = 47 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 17 kPa > τ_{max} = 1 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - fossa
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **4**

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1.3	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1.5	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 4'640
 Fy_d [kN] 61
 Mx_d [kNm] 1'440
 Fx_d [kN] 55
 My_d [kNm] 3'033

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 4'640
 Fy_{tot} [kN] 60.8
 Mx_{tot} [kNm] 1461.42
 Fx_{tot} [kN] 55.33
 My_{tot} [kNm] 3052.5755
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.31
 REAGENTE 1.19
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.66
 REAGENTE 2.14

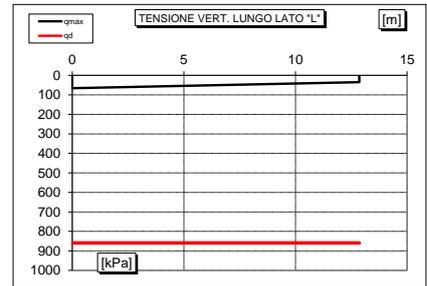
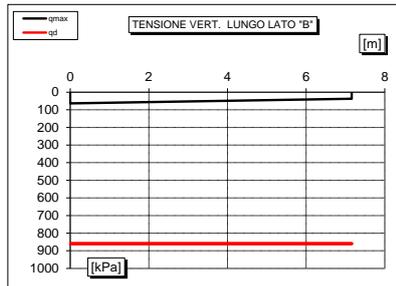
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	4640.13
Fy [kN]	60.8
Mx [kNm]	1440.14
Fx [kNm]	55.33
My [kNm]	3033.21



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ_{k,eq} (angolo di attrito) [°] 35
 c'_{k,eq} (coesione apparente) [kPa] 0
 C_{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa] 0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ_d (angolo di attrito) [°] 35
 c'_d (coesione apparente) [kPa] 0
 C_{u,d} (coesione non drenata) [kPa] 0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921) 46.18
 Nq PRANDTL (1921) 33.36
 Nγ 34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 311 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
 Icr (indice critico) 175
FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_{c,c} s_{i,c} d_b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} s_{i,q} d_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} s_{i,\gamma} d_b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI		⇒	Sc	Ic	Dc	Bc	Gc	Zc	Ψc	Sq	Iq	Dq	Bq	Gq	Zq	Ψq	Sγ	Iγ	Dγ	Bγ	Gγ	Zγ	Ψγ
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	1.41	0.97	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	0.97	1.09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.77	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒																					
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒																					

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'977 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1'046		q_d (q_{ult}/FS)	859 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	931		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	149'000 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	64'783 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 859 kPa > q_{max} = 66 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 32 kPa > τ_{max} = 1 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Cabina Enel - fossa
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (5) SISMA **OK** **(5) SISMA**

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO 1
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE 5

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2

EC7

- (11) A1+M1+R1
- (12) A2+M2+R1
- (13) A1+M1+R2
- (14) A1+M2+R3
- (15) SISMA

Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI 2
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 3'281
 Fy_d [kN] 181
 Mx_d [kNm] 1'901
 Fx_d [kN] 183
 My_d [kNm] 2'929

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 3'281
 Fy_{tot} [kN] 181.049
 Mx_{tot} [kNm] 1964.72815
 Fx_{tot} [kN] 183.073
 My_{tot} [kNm] 2993.44155
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.60
 REAGENTE 1.19
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.91
 REAGENTE 2.14

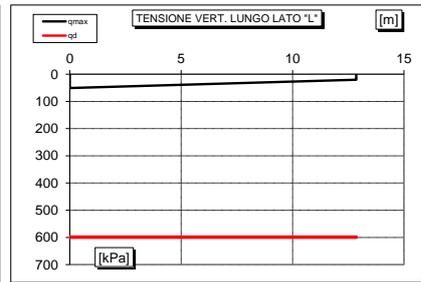
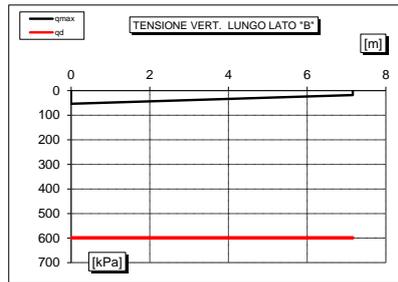
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	3281.49
Fy [kN]	181.05
Mx [kNm]	1901.36
Fx [kNm]	183.07
My [kNm]	2929.37



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ_{k,eq} (angolo di attrito) [°] 35
 c_{k,eq} (coesione apparente) [kPa] 0
 C_{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa] 0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ_d (angolo di attrito) [°] 35
 c_d (coesione apparente) [kPa] 0
 C_{u,d} (coesione non drenata) [kPa] 0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921) 46.18
 Nq PRANDTL (1921) 33.36
 Ny 34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 311 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
 Icr (indice critico) 175
FORMULA GENERALE

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,i} d_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,i} d_b g_s z_s \Psi_s$$

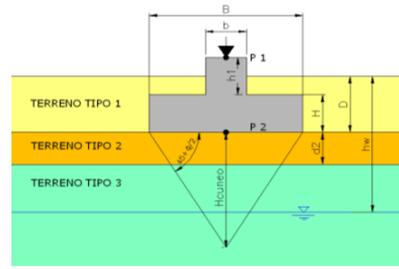
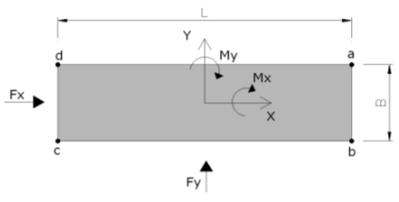
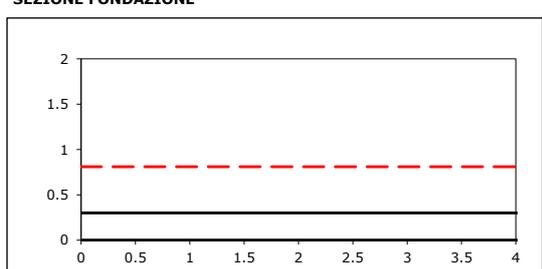
FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.39	Sq	1.38	Sy	0.78
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	0.87	Iq	0.87	Iy	0.83
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.06	Dq	1.09	Dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.90	Zq	0.82	Zy	0.82
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'377 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	765		q_d (q_{ult}/FS)	599 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	612		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	90'604 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	39'393 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 599 kPa > q_{max} = 54 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 23 kPa > τ_{max} = 3 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

13.2.2 Platea di fondazione del posto di guardia

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																			
PROGETTO		Tremestieri																	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE		Progetto esecutivo																	
J.N.		1044																	
DATA		12.04.2017																	
DESCRIZIONE		Posto di Guardia																	
GEOMETRIA FONDAZIONE																			
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																	
(1) Plinto / Platea																			
(2) Trave																			
L (lato maggiore fondazione)	12.08	m																	
B (lato minore fondazione)	9.08	m																	
H (altezza fondazione)	0.3	m																	
I (lato maggiore dado)	0	m																	
b (lato minore dado)	0	m																	
h1 (altezza dado)	0	m																	
D (altezza terreno stabilizzante)	0.81	m																	
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	0	kN/mc																	
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	0	kN/mc																	
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°																	
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°																	
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.3																		
S (coeff. stratigrafico)	1																		
Punto Applicazione forze esterne	1																		
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																			
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																			
Braccio Forze esterne	0.3	m																	
Volume cls fondazione	33	mc																	
Volume terreno sopra fondazione	56	mc																	
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	0	kN																	
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN																	
P.P.1 + P.P.2	0	kN																	
																			
																			
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																			
QUOTA FALDA DA P.C.																			
hw (quota falda da p.c. > 0)	2.38	m																	
TERRENO TIPO 1																			
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19.5	kN/mc																	
TERRENO TIPO 2																			
d_2 (spessore strato)	100	m																	
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°																	
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																	
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																	
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																	
G (modulo di elasticità trasversale)	11538	kPa																	
TERRENO TIPO 3																			
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	40	°																	
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																	
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																	
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																	
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																	
																			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA H_{cuneo} 8.7 m $\phi'_{k,eq}$ 35 ° $c'_{k,eq}$ 0 kPa $C_{u,k,eq}$ 0 kPa $\gamma_{k,eq}$ 20 kN/mc G 11538 kPa																			
TIPO DI VERIFICA																			
TIPO DI VERIFICA	1	\Rightarrow																	
(1) Drenata	DRENATA																		
(2) Non Drenata																			
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																		
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																		
(2) Brinch - Hansen (1970)																			
(3) Vesic (1975)																			
(4) Spangler - Handy (1982)																			
FATTORI CORRETTIVI	2																		
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																		
(2) Brinch - Hansen (1970)																			
(3) Vesic (1970)																			
FATTORI SISMICI	1																		
(1) SI	SI																		
(2) NO																			
VERIFICA IN DIREZIONE	1																		
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B																		
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)																			
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE $\phi'_{k,eq}$ 35 ° $c'_{k,eq}$ 0 kPa $C_{u,k,eq}$ 0 kPa $D \cdot \gamma$ 15.795 kPa contributo peso stabilizzante γ 11.3 kN/mc contributo forze di attrito																			
RIEPILOGO VERIFICHE: (1) D.M. 14/01/2008																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>qd (kPa)</th> <th>qmax (kPa)</th> <th>verifica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td style="text-align: center;">656</td> <td style="text-align: center;">33</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">852</td> <td style="text-align: center;">43</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(5) SISMA</td> <td style="text-align: center;">530</td> <td style="text-align: center;">40</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>					qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(1) SLE - RARA	656	33	SI	(4) A1+M1+R3	852	43	SI	(5) SISMA	530	40	SI
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																
(1) SLE - RARA	656	33	SI																
(4) A1+M1+R3	852	43	SI																
(5) SISMA	530	40	SI																
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																			

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Posto di Guardia
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1** D.M.14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **1**

D.M.14/01/2008

EC7

X

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988

- Approccio 1 comb. 1
- Approccio 1 comb. 2
- Approccio 2

(11) A1+M1+R1

(12) A2+M2+R1

(13) A1+M1+R2

(14) A1+M2+R3

(15) SISMA

- Approccio 1 comb. 1
- Approccio 1 comb. 2
- Approccio 2
- Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1		1
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1		1
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3		1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

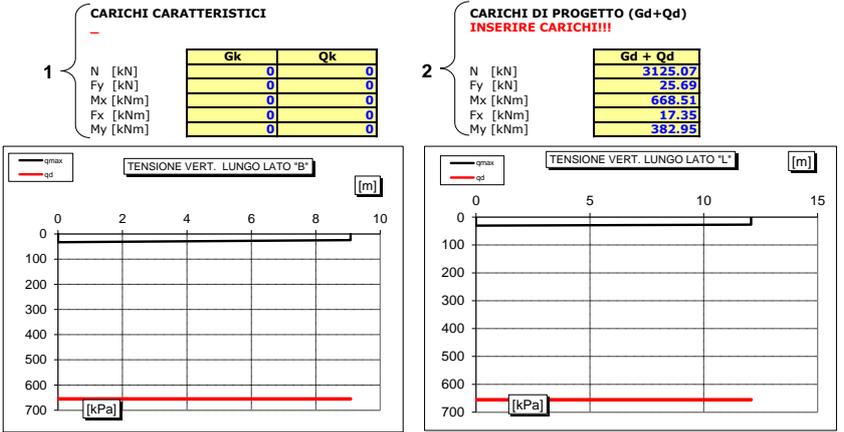
INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 3'125
 Fy_d [kN] 26
 Mx_d [kNm] 669
 Fx_d [kN] 17
 My_d [kNm] 383

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 3'125
 Fy_{tot} [kN] 25.69
 Mx_{tot} [kNm] 676.217
 Fx_{tot} [kN] 17.35
 My_{tot} [kNm] 388.155
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.22
 REAGENTE 1.51
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.12
 REAGENTE 2.01



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 272 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
 Icr (indice critico) 148
FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i_d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.53	Sq	1.51	Sγ	0.71
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.98	iq	0.98	iy	0.97
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.04	dq	1.05	dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	by	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zy	1.00
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'967 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	823		q_d (q_{ult}/FS)	656 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	1'144		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	201'196 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	67'065 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 656 kPa > q_{max} = 33 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 13 kPa > τ_{max} = 0 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO	Tremestieri	(4) A1+M1+R3
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo	
J.N.	1044	
DATA	12.04.2017	
DESCRIZIONE	Posto di Guardia	
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008	
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK	

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	}	D.M.14/01/2008	}	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 14/01/2008					(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2		
COMBINAZIONE	4	}	EC7	}	(4) A1+M1+R3	Approccio 2
					(5) SISMA	
					(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
					(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
					(13) A1+M1+R2	Approccio 2
					(14) A1+M2+R3	Approccio 3
					(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1.3	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1.5	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO
p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
Nd 4'135 [kN]
Fy_d 38 [kN]
Mx_d 902 [kNm]
Fx_d 26 [kN]
My_d 518 [kNm]

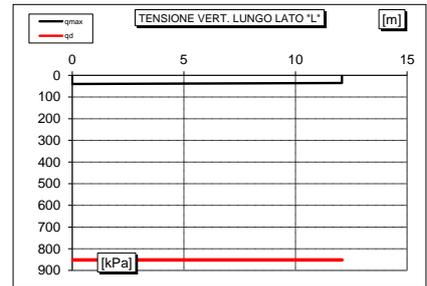
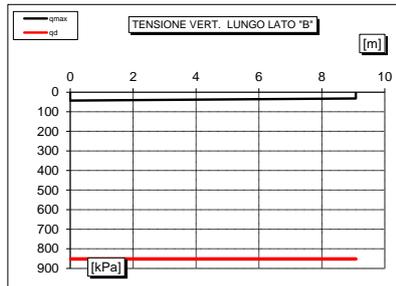
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE
N_{tot} 4'135 [kN]
Fy_{tot} 38.17 [kN]
Mx_{tot} 913.201 [kNm]
Fx_{tot} 26.01 [kN]
My_{tot} 525.873 [kNm]
ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.22
REAGENTE 1.51
ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.13
REAGENTE 2.01

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	4134.77
Fy [kN]	38.17
Mx [kNm]	901.75
Fx [kNm]	26.01
My [kNm]	518.07



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
Ir (indice di rigidezza) 272 ⇒ Fattori di punzamento = 1
Icr (indice critico) 148
FORMULA GENERALE:
$$q_{ult} = cN_s i_c d_c b_c g_c z_c \Psi_c + qN_q i_q d_q b_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_s i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI		⇒	Sc	Ic	Dc	Bc	Gc	Zc	Ψc	Sq	Iq	Dq	Bq	Gq	Zq	Ψq	Sy	Iy	Dy	By	Gy	Zy	Ψy
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	1.53	0.98	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.51	0.98	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.71	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒																					
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒																					
Fattori di punzamento	VESIC	⇒																					

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	}	q _{ult} (A+B+C)	1'959 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	820			852 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	1'139			200'116 kN
				87'007 kN

q_d (q_{ult}/Fs)	=	852 kPa	>	q_{max} = 43 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/Fs)	=	24 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 12.04.2017
DESCRIZIONE Posto di Guardia
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (5) SISMA **OK** **(5) SISMA**

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO 1
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE 5

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988
 Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2

EC7

- (11) A1+M1+R1
- (12) A2+M2+R1
- (13) A1+M1+R2
- (14) A1+M2+R3
- (15) SISMA

Approccio 1 comb. 1
 Approccio 1 comb. 2
 Approccio 2
 Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI 2
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0
 Nd [kN] 3'155
 Fy_d [kN] 267
 Mx_d [kNm] 1'834
 Fx_d [kN] 235
 My_d [kNm] 1'442

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

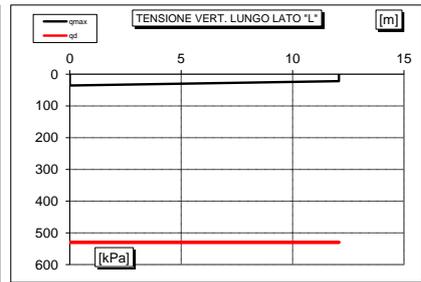
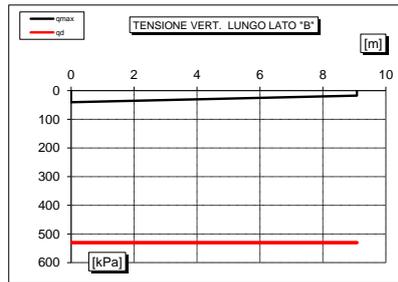
N_{tot} [kN] 3'155
 Fy_{tot} [kN] 267.432
 Mx_{tot} [kNm] 1914.6776
 Fx_{tot} [kN] 235.356
 My_{tot} [kNm] 1512.8498
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.61
 REAGENTE 1.51
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.48
 REAGENTE 2.01

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	3154.666
Fy [kN]	267.432
Mx [kNm]	1834.448
Fx [kNm]	235.356
My [kNm]	1442.243



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 1 SI
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 272 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 148
FORMULA GENERALE

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

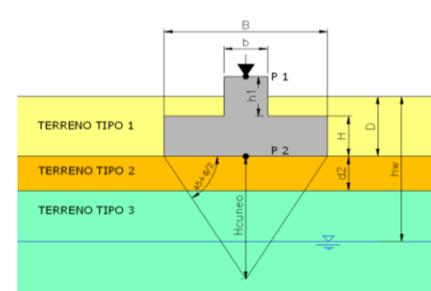
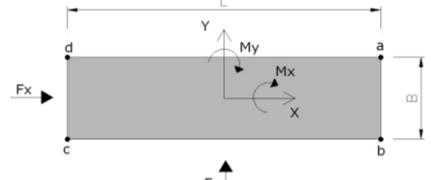
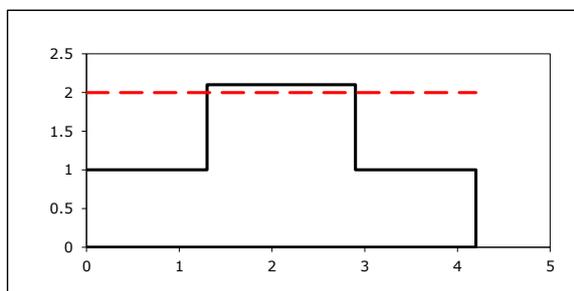
FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.51	Sq	1.50	Sγ	0.72
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	0.81	Iq	0.81	Iγ	0.75
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.04	Dq	1.05	Dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	Bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0.90	Zq	0.82	Zγ	0.82
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'219 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	554		q_d (q_{ult}/FS)	530 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	664		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	106'594 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	46'345 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 530 kPa > q_{max} = 40 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 18 kPa > τ_{max} = 3 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

13.2.3 Plinto di fondazione per la torre faro alta 30 m

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																											
Ultimo aggiornamento 13/04/2015																											
PROGETTO	Tremestieri																										
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo																										
J.N.	1044																										
DATA	21.04.2017																										
DESCRIZIONE	Plinto torre faro da 30 m																										
GEOMETRIA FONDAZIONE																											
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																									
(1) Plinto / Platea																											
(2) Trave																											
L (lato maggiore fondazione)	4.2	m																									
B (lato minore fondazione)	4.2	m																									
H (altezza fondazione)	1	m																									
I (lato maggiore dado)	1.6	m																									
b (lato minore dado)	1.6	m																									
h1 (altezza dado)	1.1	m																									
D (altezza terreno stabilizzante)	2	m																									
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																									
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19.5	kN/mc																									
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°																									
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°																									
Punto Applicazione forze esterne	1																										
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																											
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																											
Braccio Forze esterne	2.1	m																									
Volume cls fondazione	20	mc																									
Volume terreno sopra fondazione	15	mc																									
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	511	kN																									
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	294	kN																									
P.P.1 + P.P.2	805	kN																									
																											
																											
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																											
QUOTA FALDA DA P.C.																											
hw (quota falda da p.c. >0)	2.2	m																									
TERRENO TIPO 1																											
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19.5	kN/mc																									
TERRENO TIPO 2																											
d₂ (spessore strato)	100	m																									
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°																									
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																									
$C_{u k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	11538	kPa																									
TERRENO TIPO 3																											
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	40	°																									
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																									
$C_{u k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																									
																											
<table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="3">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H_{cuneo}</td> <td>4.0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$\phi'_{k,eq}$</td> <td>35</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$C_{u k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{k,eq}$</td> <td>20</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td>G</td> <td>11538</td> <td>kPa</td> </tr> </tbody> </table>				TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			H_{cuneo}	4.0	m	$\phi'_{k,eq}$	35	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$C_{u k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc	G	11538	kPa			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																											
H_{cuneo}	4.0	m																									
$\phi'_{k,eq}$	35	°																									
$c'_{k,eq}$	0	kPa																									
$C_{u k,eq}$	0	kPa																									
$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc																									
G	11538	kPa																									
TIPO DI VERIFICA																											
TIPO DI VERIFICA	1	⇒																									
(1) Drenata	DRENATA																										
(2) Non Drenata																											
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1975)																											
(4) Spangler - Handy (1982)																											
FATTORI CORRETTIVI	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1970)																											
VERIFICA IN DIREZIONE	1																										
(1) Y (Momento M _{xx} e forza F _Y // B)	B																										
(2) X (Momento M _{yy} e forza F _X // L)																											
<table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="4">VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\phi'_{k,eq}$</td> <td>35</td> <td>°</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$C_{u k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$D \cdot \gamma$</td> <td>39</td> <td>kPa</td> <td>contributo peso stabilizzante</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td>10.0</td> <td>kN/mc</td> <td>contributo forze di attrito</td> </tr> </tbody> </table>				VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE				$\phi'_{k,eq}$	35	°		$c'_{k,eq}$	0	kPa		$C_{u k,eq}$	0	kPa		$D \cdot \gamma$	39	kPa	contributo peso stabilizzante	γ	10.0	kN/mc	contributo forze di attrito
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																											
$\phi'_{k,eq}$	35	°																									
$c'_{k,eq}$	0	kPa																									
$C_{u k,eq}$	0	kPa																									
$D \cdot \gamma$	39	kPa	contributo peso stabilizzante																								
γ	10.0	kN/mc	contributo forze di attrito																								
<table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="4">RIEPILOGO VERIFICHE:</th> </tr> <tr> <td>(1) D.M. 14/01/2008</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">qd (kPa)</td> <td style="text-align: center;">qmax (kPa)</td> <td style="text-align: center;">verifica</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td style="text-align: center;">665</td> <td style="text-align: center;">149</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">790</td> <td style="text-align: center;">246</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>				RIEPILOGO VERIFICHE:				(1) D.M. 14/01/2008					qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(1) SLE - RARA	665	149	SI	(4) A1+M1+R3	790	246	SI				
RIEPILOGO VERIFICHE:																											
(1) D.M. 14/01/2008																											
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																								
(1) SLE - RARA	665	149	SI																								
(4) A1+M1+R3	790	246	SI																								
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																											

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 21.04.2017
DESCRIZIONE Plinto torre faro da 30 m
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1** D.M.14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **1**

D.M.14/01/2008

EC7

X

- (1) SLE - RARA
- (2) A1+M1+R1
- (3) A2+M2+R2
- (4) A1+M1+R3
- (5) SISMA

Metodo TA D.M.11/03/1988

- Approccio 1 comb. 1
- Approccio 1 comb. 2
- Approccio 2

.

- (11) A1+M1+R1
- (12) A2+M2+R1
- (13) A1+M1+R2
- (14) A1+M2+R3
- (15) SISMA

Approccio 1 comb. 1

Approccio 1 comb. 2

Approccio 2

Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1		1
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1		1
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1		1
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3		1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

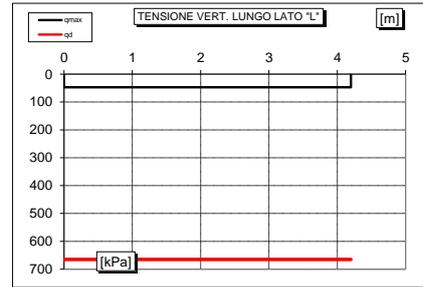
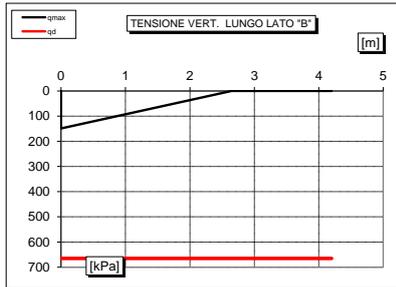
CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	24
Fy [kN]	60.23
Mx [kNm]	883.1
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 805
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 805
 Nd [kN] 24
 Fy_d [kN] 60
 Mx_d [kNm] 883
 Fx_d [kN] 0
 My_d [kNm] 0



SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 829
 Fy_{tot} [kN] 60.23
 Mx_{tot} [kNm] 1009.583
 Fx_{tot} [kN] 0
 My_{tot} [kNm] 0
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 1.22
 PARZIALIZZATA 0.70
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
 REAGENTE 0.70

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 2 NO

PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 402 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
 Icr (indice critico) 120

FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.30	Sq	1.29	Sγ	0.83
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.83	iq	0.83	iy	0.77
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.19	dq	1.28	dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zγ	1.00
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q _{ult} (A+B+C)	1'995 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1'802	q _d (q _{ult} /FS)	665 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	193	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	14'795 kN
		Q _d (Q _{ult} /FS)	4'932 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 665 kPa > q_{max} = 149 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 22 kPa > τ_{max} = 3 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 21.04.2017
DESCRIZIONE Plinto torre faro da 30 m
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **4**

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1.5	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Variabili	1.5	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 805
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 1'047
 Nd [kN] 31
 Fy_d [kN] 90
 Mx_d [kNm] 1'325
 Fx_d [kN] 0
 My_d [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

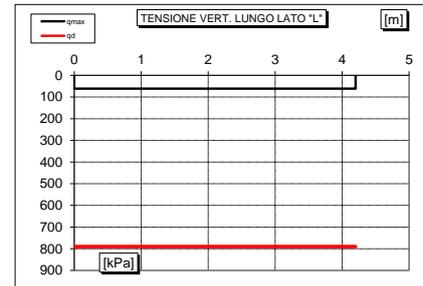
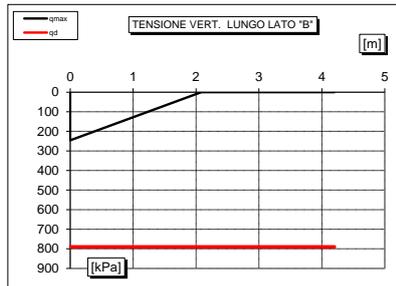
N_{tot} [kN] 1'078
 Fy_{tot} [kN] 90.345
 Mx_{tot} [kNm] 1514.3745
 Fx_{tot} [kN] 0
 My_{tot} [kNm] 0
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 1.40
 PARZIALIZZATA 0.70
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
 REAGENTE 0.70

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	31.2
Fy [kN]	90.345
Mx [kNm]	1324.65
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 2 NO
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 402 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 120

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,i} d_q d_b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.24	Sq	1.23	Sγ	0.87
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.80	iq	0.81	iy	0.74
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.19	dq	1.28	dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zγ	1.00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'817 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1'665		q_d (q_{ult}/FS)	790 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	152		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	10'616 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	4'615 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 790 kPa > q_{max} = 246 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 39 kPa > τ_{max} = 5 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

Momenti stabilizzanti (rispetto allo spigolo della base del plinto):

M_p	=	1691.47	kNm	Momento dovuto ai pesi di plinto e terreno stabilizzante	
M_N	=	50.40	kNm	Momento dovuto al peso della torre faro	
M_{stab}	=	1567.68	kNm	Momento stabilizzante	x 0.9

Momenti instabilizzanti (rispetto allo spigolo della base del plinto):

M_T	=	126.483	kNm	Momento dovuto ai pesi di plinto e terreno stabilizzante	
M_M	=	883.10	kNm	Momento dovuto al peso della torre faro	
M_{instab}	=	1514.37	kNm	Momento stabilizzante	x 1.5

FS	=	1.04	VERIFICA A RIBALTAMENTO SODDISFATTA
-----------	---	-------------	--

13.2.4 Plinto di fondazione per la torre faro alta 16 m

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																											
PROGETTO	Tremestieri																										
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo																										
J.N.	1044																										
DATA	21.04.2017																										
DESCRIZIONE	Plinto torre faro da 16 m																										
GEOMETRIA FONDAZIONE																											
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																									
(1) Plinto / Platea																											
(2) Trave																											
L (lato maggiore fondazione)	2.7	m																									
B (lato minore fondazione)	2.7	m																									
H (altezza fondazione)	1.8	m																									
I (lato maggiore dado)	0	m																									
b (lato minore dado)	0	m																									
h1 (altezza dado)	0	m																									
D (altezza terreno stabilizzante)	1.7	m																									
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																									
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19.5	kN/mc																									
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°																									
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°																									
Punto Applicazione forze esterne	1																										
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																											
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																											
Braccio Forze esterne	1.8	m																									
Volume cls fondazione	13	mc																									
Volume terreno sopra fondazione	0	mc																									
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	328	kN																									
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN																									
P.P.1 + P.P.2	328	kN																									
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																											
QUOTA FALDA DA P.C.																											
hw (quota falda da p.c. >0)	2.2	m																									
TERRENO TIPO 1																											
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19.5	kN/mc																									
TERRENO TIPO 2																											
d2 (spessore strato)	100	m																									
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	35	°																									
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																									
$C_{u k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	11538	kPa																									
TERRENO TIPO 3																											
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	40	°																									
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																									
$C_{u k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.5	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																									
SEZIONE FONDAZIONE																											
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: left;">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H_{cuneo}</td> <td style="text-align: center;">2.6</td> <td style="text-align: center;">m</td> </tr> <tr> <td>$\phi_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">35</td> <td style="text-align: center;">°</td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> </tr> <tr> <td>$C_{u k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">20</td> <td style="text-align: center;">kN/mc</td> </tr> <tr> <td>G</td> <td style="text-align: center;">11538</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> </tr> </tbody> </table>	TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			H_{cuneo}	2.6	m	$\phi_{k,eq}$	35	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$C_{u k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc	G	11538	kPa			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																											
H_{cuneo}	2.6	m																									
$\phi_{k,eq}$	35	°																									
$c'_{k,eq}$	0	kPa																									
$C_{u k,eq}$	0	kPa																									
$\gamma_{k,eq}$	20	kN/mc																									
G	11538	kPa																									
TIPO DI VERIFICA																											
TIPO DI VERIFICA	1	⇒																									
(1) Drenata	DRENATA																										
(2) Non Drenata																											
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1975)																											
(4) Spangler - Handy (1982)																											
FATTORI CORRETTIVI	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1970)																											
VERIFICA IN DIREZIONE	1																										
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B																										
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)																											
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: left;">VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\phi_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">35</td> <td style="text-align: center;">°</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$C_{u k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$D \cdot \gamma$</td> <td style="text-align: center;">33.15</td> <td style="text-align: center;">kPa</td> <td style="text-align: center;">contributo peso stabilizzante</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td style="text-align: center;">11.4</td> <td style="text-align: center;">kN/mc</td> <td style="text-align: center;">contributo forze di attrito</td> </tr> </tbody> </table>	VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE				$\phi_{k,eq}$	35	°		$c'_{k,eq}$	0	kPa		$C_{u k,eq}$	0	kPa		$D \cdot \gamma$	33.15	kPa	contributo peso stabilizzante	γ	11.4	kN/mc	contributo forze di attrito
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																											
$\phi_{k,eq}$	35	°																									
$c'_{k,eq}$	0	kPa																									
$C_{u k,eq}$	0	kPa																									
$D \cdot \gamma$	33.15	kPa	contributo peso stabilizzante																								
γ	11.4	kN/mc	contributo forze di attrito																								
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: left;">RIEPILOGO VERIFICHE:</th> </tr> <tr> <td colspan="4" style="text-align: left;">(1) D.M. 14/01/2008</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">qd (kPa)</td> <td style="text-align: center;">qmax (kPa)</td> <td style="text-align: center;">verifica</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td style="text-align: center;">585</td> <td style="text-align: center;">150</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">695</td> <td style="text-align: center;">249</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>	RIEPILOGO VERIFICHE:				(1) D.M. 14/01/2008					qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(1) SLE - RARA	585	150	SI	(4) A1+M1+R3	695	249	SI				
RIEPILOGO VERIFICHE:																											
(1) D.M. 14/01/2008																											
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																								
(1) SLE - RARA	585	150	SI																								
(4) A1+M1+R3	695	249	SI																								
			N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																								

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 21.04.2017
DESCRIZIONE Plinto torre faro da 16 m
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	X	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 14/01/2008				(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2	
			(4) A1+M1+R3	Approccio 2	
			(5) SISMA		
COMBINAZIONE	1	EC7	.	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
				(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
				(13) A1+M1+R2	Approccio 2
				(14) A1+M2+R3	Approccio 3
				(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1.3	1	1		1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1.5	1.3	1		1.35	1	1	
Variabili	1	1.5	1.3	1		1.5	1.3	1	

Parametri terreno	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

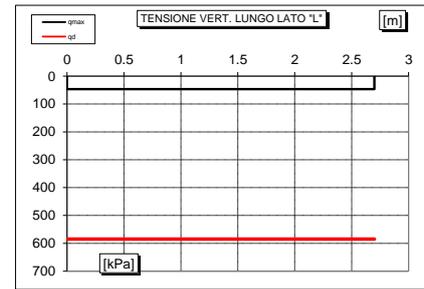
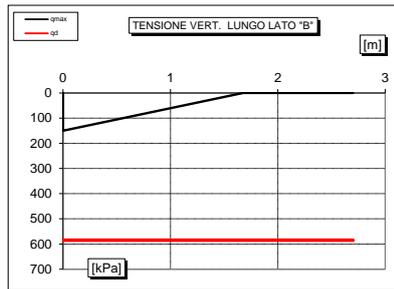
1	CARICHI CARATTERISTICI	Gk	Qk
		N [kN]	0
2	CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)	Gd + Qd	
		N [kN]	11.4
		Fy [kN]	26.18
		Mx [kNm]	221.23
		Fx [kNm]	0
		My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k)	[kN]	328
p.p.fond. + p.p.ter. (d)	[kN]	328
N _d	[kN]	11
Fy _d	[kN]	26
Mx _d	[kNm]	221
Fx _d	[kN]	0
My _d	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	339
Fy _{tot}	[kN]	26.18
Mx _{tot}	[kNm]	268.354
Fx _{tot}	[kN]	0
My _{tot}	[kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.79
PARZIALIZZATA		0.45
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00
REAGENTE		0.45



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 2 NO
PUNZONAMENTO
Ir (indice di rigidezza) 472 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
Icr (indice critico) 120
FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d b c_g z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_d b q_g z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_d b \gamma_g z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.30	Sq	1.29	Sγ	0.83
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.82	iq	0.82	iy	0.76
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.25	dq	1.38	dy	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	by	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gy	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zy	1.00
Fattori di punzoneramento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψy	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q_{ult} (A+B+C)	1'755 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1'617		q_d (q_{ult}/FS)	585 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	138		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	5'301 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	1'767 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	585 kPa	>	q_{max} = 150 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	22 kPa	>	τ_{max} = 4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Tremestieri
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1044
DATA 21.04.2017
DESCRIZIONE Plinto torre faro da 16 m
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 14/01/2008
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **4**

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1.3	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1.5	1.3	1	1.35	1.35	1	1
Variabili	1.5	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

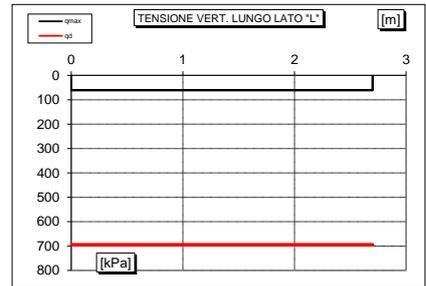
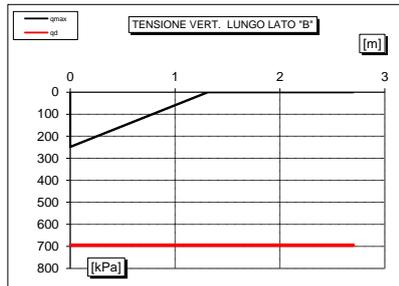
	Gd + Qd
N [kN]	14.82
Fy [kN]	39.27
Mx [kNm]	331.845
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 328
 p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 426
 Nd [kN] 15
 Fy_d [kN] 39
 Mx_d [kNm] 332
 Fx_d [kN] 0
 My_d [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 441
 Fy_{tot} [kN] 39.27
 Mx_{tot} [kNm] 402.531
 Fx_{tot} [kN] 0
 My_{tot} [kNm] 0
 ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0.91
 PARZIALIZZATA 0.45
 ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0.00
 REAGENTE 0.45



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	46.18
Nq PRANDTL (1921)	33.36
Nγ	34.01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
TIPO DI FONDAZIONE 2 DRENATA
TIPO DI VERIFICA 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI FONDAZIONE 2 BRINCH - HANSEN
TIPO DI VERIFICA 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
DIREZIONE DI CALCOLO 2 NO

FATTORI CORRETTIVI
 Ir (indice di rigidezza) 472 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 120

FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,i} d_q d_b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,i} d_b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.23	Sq	1.23	Sγ	0.87
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.79	iq	0.80	iy	0.73
Fattori approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1.25	dq	1.38	dγ	1.00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1.00	bq	1.00	bγ	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1.00	gq	1.00	gγ	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	zc	1.00	zq	1.00	zγ	1.00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1.00	ψq	1.00	ψγ	1.00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q_{ult} (A+B+C)	1'597 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	1'490	q_d (q_{ult}/FS)	695 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	108	Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	3'777 kN
		Q_d (Q_{ult}/FS)	1'642 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 695 kPa > q_{max} = 249 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 39 kPa > τ_{max} = 5 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

Momenti stabilizzanti (rispetto allo spigolo della base del plinto):

M_p	=	442.87	kNm	Momento dovuto ai pesi di plinto e terreno stabilizzante	
M_N	=	15.39	kNm	Momento dovuto al peso della torre faro	
M_{stab}	=	412.43	kNm	Momento stabilizzante	x 0.9

Momenti instabilizzanti (rispetto allo spigolo della base del plinto):

M_T	=	47.124	kNm	Momento dovuto ai pesi di plinto e terreno stabilizzante	
M_M	=	221.23	kNm	Momento dovuto al peso della torre faro	
M_{instab}	=	402.53	kNm	Momento stabilizzante	x 1.5

FS	=	1.02	VERIFICA A RIBALTAMENTO SODDISFATTA
-----------	---	-------------	--

13.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Come previsto da normativa, si è provveduto ad eseguire una stima dei cedimenti finali che le opere matureranno nel tempo, al fine di valutare l'ammissibilità di tali spostamenti e l'entità dei cedimenti differenziali.

Il cedimento di ogni strato viene calcolato mediante la formula:

$$w = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \left(\frac{\Delta \sigma'_{vr}}{E_{ur,i}} + \frac{\Delta \sigma'_{vc}}{E_i} \right)$$

dove:

- ΔH_i : spessore dello strato i-esimo;
- $\Delta \sigma'_{vr}$: incremento di tensione efficace verticale di ricarico;
- $\Delta \sigma'_{vc}$: incremento di tensione efficace verticale di 1° carico;
- $E_{ur,i} = 3E$: modulo di ricarico dello strato i-esimo;
- E_i : modulo di elasticità dello strato i-esimo;
- n : numero degli strati;

L'incremento delle tensioni efficaci è stato calcolato in corrispondenza del baricentro della fondazione, per diverse profondità, applicando le equazioni di Steinbrenner valide per fondazioni flessibili e suolo elastico alla Boussinesq.

Il calcolo della rotazione β di una fondazione soggetta ad un momento ribaltante M è stata condotta mediante l'utilizzo di formule analitiche:

$$\beta = \arctan \left(\frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{M}{B^2 L} \cdot I_\theta \right)$$

dove:

- ν = coefficiente di Poisson assunto pari a 0.3;
- E = Modulo elastico;
- M = Momento statico agente;
- B = base della fondazione;
- L= lunghezza della fondazione;
- I_θ = coefficiente di influenza (cfr. tabella seguente).

L/B	Flessibile	Rigida ⁽²⁾
0.1	1.045	1.59
0.2	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1.00 (cerchio)	3.15 (3.00) ⁽¹⁾	4.17 (5.53) ⁽¹⁾
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06 = 16/π

Figura 64 Valori del coefficiente I_θ

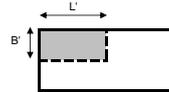
13.3.1 Platea di fondazione della cabina Enel e del gruppo di pompaggio – piano terra

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

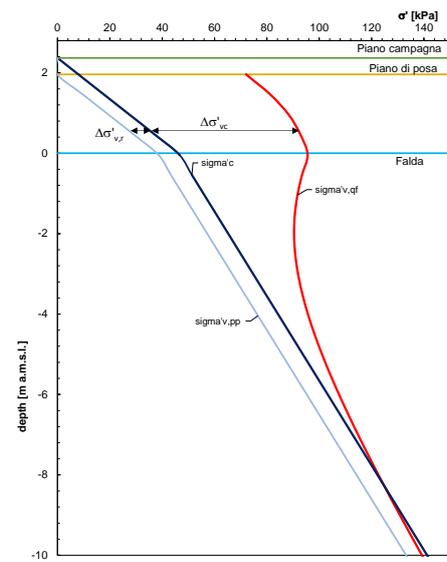
q (kPa) = 72
 B (m) = 4.06
 L (m) = 6.7
 B' (m) = 2.03
 L' (m) = 3.35
 z_{pc} (m s.l.m.m.) = 2.37
 h_w (m da p.c.) = 2.37
 z_{pp} (m s.l.m.m.) = 1.96
 h_w (m da p.p.) = 1.96

OCR = 1

ΔH (mm) = 9
 k (kg/cm²) = 0.78



z (m s.l.m.m.)	cons stress		Fondazione				Δσ' _{vr} (kPa)	Δσ' _{vc} (kPa)	Q-20%σ' _v	ΔH _e (m)
	z (m da p.c.)	σ' _v (kPa)	z (m da p.p.f.)	σ' _{v,pp} (kPa)	σ' _{v,q,fondazione} (kPa)	σ' _{v,c} (kPa)				
2.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					
1.96	0.41	8.00	0.00	0.00	72.00	8.00	72.00	72.00	0.001067	
1.46	0.91	17.75	0.50	9.75	81.27	8.00	71.52	69.57	0.00106	
0.96	1.41	27.50	1.00	19.50	88.28	8.00	68.78	64.88	0.001021	
0.46	1.91	37.25	1.50	29.25	92.80	8.00	63.55	57.70	0.000946	
-0.04	2.41	46.60	2.00	38.60	95.53	8.00	56.93	49.21	0.000851	
-0.54	2.91	51.35	2.50	43.35	93.39	8.00	50.04	41.37	0.000753	
-1.04	3.41	56.10	3.00	48.10	91.66	8.00	43.56	33.94	0.00066	
-1.54	3.91	60.85	3.50	52.85	90.62	8.00	37.77	27.20	0.000578	
-2.04	4.41	65.60	4.00	57.60	90.36	7.99	32.76	21.24	0.000506	
-2.54	4.91	70.35	4.50	62.35	90.84	7.99	28.49	16.02	0.000445	
-3.04	5.41	75.10	5.00	67.10	91.97	7.99	24.87	11.45	0.000393	
-3.54	5.91	79.85	5.50	71.85	93.66	7.99	21.81	7.44	0.00035	
-4.04	6.41	84.60	6.00	76.60	95.82	7.99	19.22	3.90	0.000313	
-4.54	6.91	89.35	6.50	81.35	98.38	7.99	17.03	0.76	0.000281	
-5.04	7.41	94.10	7.00	86.10	101.26	7.99	15.16	-2.06	0	
-5.54	7.91	98.85	7.50	90.85	104.41	7.99	13.56	-4.61	0	
-6.04	8.41	103.60	8.00	95.60	107.79	7.99	12.19	-6.93	0	
-6.54	8.91	108.35	8.50	100.35	111.36	7.99	11.01	-9.06	0	
-7.04	9.41	113.10	9.00	105.10	115.08	8.00	9.98	-11.04	0	



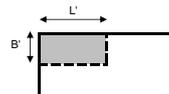
Il cedimento massimo stimato è di circa 9 mm.

13.3.2 Platea di fondazione della cabina Enel e del gruppo di pompaggio – fossa

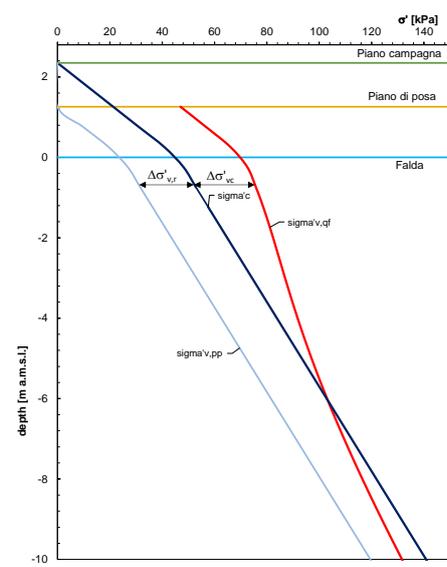
q (kPa) = 47
 B (m) = 7.16
 L (m) = 12.86
 B' (m) = 3.58
 L' (m) = 6.43
 z_{pc} (m s.l.m.m.) = 2.35
 h_w (m da p.c.) = 2.35
 z_{pp} (m s.l.m.m.) = 1.26
 h_w (m da p.p.) = 1.26

OCR = 1

ΔH (mm) = 10
 k (kg/cm²) = 0.46



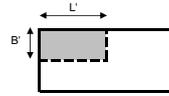
z (m s.l.m.m.)	cons stress		Fondazione				Δσ' _{vr} (kPa)	Δσ' _{vc} (kPa)	Q-20%σ' _v	ΔH _e (m)
	z (m da p.c.)	σ' _v (kPa)	z (m da p.p.f.)	σ' _{v,pp} (kPa)	σ' _{v,q,fondazione} (kPa)	σ' _{v,c} (kPa)				
2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					
1.26	1.09	21.26	0.00	0.00	47.00	21.26	47.00	47.00	0.000773	
0.76	1.59	31.01	0.50	9.75	56.69	21.26	46.94	44.99	0.000772	
0.26	2.09	40.76	1.00	19.50	66.06	21.26	46.56	42.66	0.000766	
-0.24	2.59	48.11	1.50	26.85	72.52	21.26	45.67	40.30	0.000754	
-0.74	3.09	52.86	2.00	31.60	75.82	21.26	44.22	37.90	0.000733	
-1.24	3.59	57.61	2.50	36.35	78.65	21.26	42.30	35.03	0.000705	
-1.74	4.09	62.36	3.00	41.10	81.16	21.26	40.06	31.84	0.000673	
-2.24	4.59	67.11	3.50	45.85	83.49	21.26	37.64	28.47	0.000639	
-2.74	5.09	71.86	4.00	50.60	85.76	21.26	35.16	25.04	0.000604	
-3.24	5.59	76.61	4.50	55.35	88.07	21.26	32.72	21.65	0.000569	
-3.74	6.09	81.36	5.00	60.10	90.46	21.26	30.36	18.34	0.000535	
-4.24	6.59	86.11	5.50	64.85	92.97	21.26	28.12	15.15	0.000503	
-4.74	7.09	90.86	6.00	69.60	95.63	21.26	26.03	12.11	0.000473	
-5.24	7.59	95.61	6.50	74.35	98.44	21.26	24.09	9.22	0.000445	
-5.74	8.09	100.36	7.00	79.10	101.40	21.26	22.30	6.48	0.00042	
-6.24	8.59	105.11	7.50	83.85	104.51	20.66	20.66	3.89	0.000393	
-6.74	9.09	109.86	8.00	88.60	107.75	19.15	19.15	1.43	0.000365	
-7.24	9.59	114.61	8.50	93.35	111.13	17.78	17.78	-0.89	0	
-7.74	10.09	119.36	9.00	98.10	114.62	16.52	16.52	-3.10	0	
-8.24	10.59	124.11	9.50	102.85	118.22	15.37	15.37	-5.20	0	



Il cedimento massimo stimato è di circa 10 mm.

13.3.3 Platea di fondazione del posto di guardia

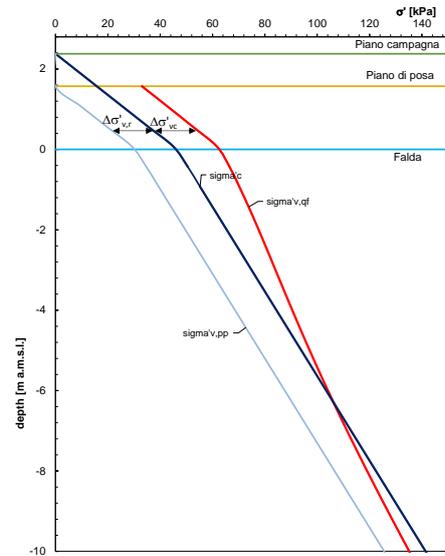
q (kPa) = 33
 B (m) = 9.08
 L (m) = 12.08
 B' (m) = 4.54
 L' (m) = 6.04
 z_{pc} (m s.l.m.m.) = 2.38
 h_w (m da p.c.) = 2.38
 z_{pp} (m s.l.m.m.) = 1.57
 h_v (m da p.p.) = 1.57



OCR = 1

ΔH (mm) = 7
 k (kg/cm²) = 0.48

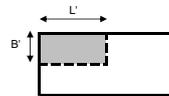
z (m s.l.m.m.)	cons stress		Fondazione				Δσ' _{vj} (kPa)	Δσ' _{vc} (kPa)	Q-20%σ' _v	ΔH _e (m)
	z (m da p.c.)	σ' _z (kPa)	z (m da p.p.)	σ' _{v,pp} (kPa)	σ' _{v,q,fondazione} (kPa)	σ' _{v,c} (kPa)				
2.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.00	0.000547	
1.57	0.81	15.80	0.00	0.00	33.00	15.80	15.80	33.00	0.000546	
1.07	1.31	25.55	0.50	9.75	42.73	15.80	32.98	31.03	0.000544	
0.57	1.81	35.30	1.00	19.50	52.32	15.80	32.82	28.92	0.000538	
0.07	2.31	45.05	1.50	29.25	61.67	15.80	32.42	26.57	0.000532	
-0.43	2.81	50.50	2.00	34.70	66.45	15.80	31.75	24.81	0.000529	
-0.93	3.31	55.25	2.50	39.45	70.23	15.80	30.78	22.89	0.000515	
-1.43	3.81	60.00	3.00	44.20	73.78	15.80	29.58	20.74	0.000498	
-1.93	4.31	64.75	3.50	48.95	77.15	15.80	28.20	18.41	0.000478	
-2.43	4.81	69.50	4.00	53.70	80.40	15.80	26.70	15.96	0.000457	
-2.93	5.31	74.25	4.50	58.45	83.59	15.80	25.14	13.45	0.000434	
-3.43	5.81	79.00	5.00	63.20	86.78	15.80	23.58	10.94	0.000412	
-3.93	6.31	83.75	5.50	67.95	89.99	15.80	22.04	8.45	0.000399	
-4.43	6.81	88.50	6.00	72.70	93.26	15.80	20.56	6.02	0.000369	
-4.93	7.31	93.25	6.50	77.45	96.61	15.80	19.16	3.67	0.000349	
-5.43	7.81	98.00	7.00	82.20	100.04	15.80	17.84	1.40	0.000333	
-5.93	8.31	102.75	7.50	86.95	103.56	15.80	16.61	-0.78	0	
-6.43	8.81	107.50	8.00	91.70	107.16	15.46	15.46	-2.88	0	
-6.93	9.31	112.25	8.50	96.45	110.85	14.40	14.40	-4.89	0	
-7.43	9.81	117.00	9.00	101.20	114.63	13.43	13.43	-6.81	0	



Il cedimento massimo stimato è di circa 7 mm.

13.3.4 Plinto di fondazione per la torre faro alta 30 m

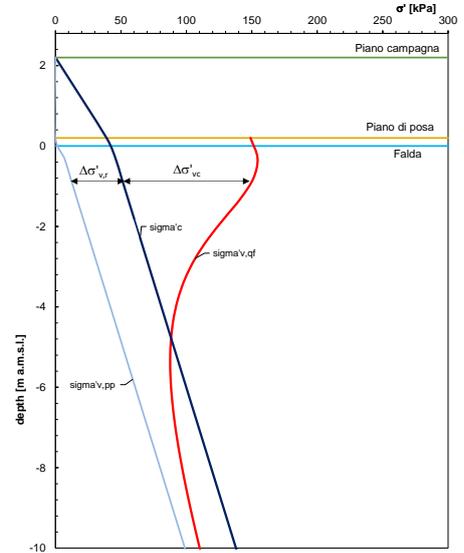
q (kPa) = 149
 B (m) = 4.2
 L (m) = 4.2
 B' (m) = 2.1
 L' (m) = 2.1
 z_{pc} (m s.l.m.m.) = 2.20
 h_w (m da p.c.) = 2.20
 z_{pp} (m s.l.m.m.) = 0.20
 h_v (m da p.p.) = 0.20



OCR = 1

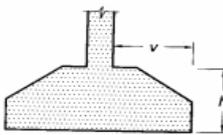
ΔH (mm) = 20
 k (kg/cm²) = 0.76

z (m s.l.m.m.)	cons stress		Fondazione				Δσ' _{vj} (kPa)	Δσ' _{vc} (kPa)	Q-20%σ' _v	ΔH _e (m)
	z (m da p.c.)	σ' _z (kPa)	z (m da p.p.)	σ' _{v,pp} (kPa)	σ' _{v,q,fondazione} (kPa)	σ' _{v,c} (kPa)				
2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	149.00	0.002314	
0.20	2.00	39.00	0.00	0.00	149.00	39.00	149.00	149.00	0.002294	
-0.30	2.50	45.75	0.50	6.75	154.34	39.00	147.59	146.24	0.002182	
-0.80	3.00	50.50	1.00	11.50	151.25	39.00	139.75	137.45	0.001975	
-1.30	3.50	55.25	1.50	16.25	141.53	39.00	125.28	122.03	0.001728	
-1.80	4.00	60.00	2.00	21.00	128.93	39.00	107.93	103.73	0.001486	
-2.30	4.50	64.75	2.50	25.75	116.75	39.00	91.00	85.85	0.001273	
-2.80	5.00	69.50	3.00	30.50	106.62	39.00	76.12	70.02	0.001096	
-3.30	5.50	74.25	3.50	35.25	98.95	39.00	63.70	56.65	0.000951	
-3.80	6.00	79.00	4.00	40.00	93.57	39.00	53.57	45.57	0.000834	
-4.30	6.50	83.75	4.50	44.75	90.12	39.00	45.37	36.42	0.000738	
-4.80	7.00	88.50	5.00	49.50	88.24	38.74	38.74	28.84	0.000635	
-5.30	7.50	93.25	5.50	54.25	87.59	33.34	33.34	22.49	0.000551	
-5.80	8.00	98.00	6.00	59.00	87.93	28.93	28.93	17.13	0.000482	
-6.30	8.50	102.75	6.50	63.75	89.04	25.29	25.29	12.54	0.000424	
-6.80	9.00	107.50	7.00	68.50	90.76	22.26	22.26	8.56	0.000376	
-7.30	9.50	112.25	7.50	73.25	92.98	19.73	19.73	5.08	0.000335	
-7.80	10.00	117.00	8.00	78.00	95.58	17.58	17.58	1.98	0	
-8.30	10.50	121.75	8.50	82.75	98.51	15.76	15.76	-0.79	0	
-8.80	11.00	126.50	9.00	87.50	101.70	14.20	14.20	-3.30	0	
-9.30	11.50	131.25	9.50	92.25	105.11	12.86	12.86	-5.59	0	
-9.80	12.00	136.00	10.00	97.00	108.69	11.69	11.69	-7.71	0	
-10.30	12.50	140.75	10.50	101.75	112.42	10.67	10.67	-9.68	0	
-10.80	13.00	145.50	11.00	106.50	116.28	9.78	9.78	-11.52	0	



Il cedimento massimo stimato è di circa 20 mm.

CEDIMENTO DIFFERENZIALE

v	=	1.3	m	
2h	=	2	m	
Fondazione rigida				
L/B	=	1	-	
v	=	0.3	-	Coefficiente di Poisson
E	=	35000	kPa	Modulo elastico terreno di fondazione
l ₀	=	4.17	-	Coefficiente di influenza
β	=	0.12697	°	Rotazione plinto
Δz	=	9	mm	Cedimento differenziale

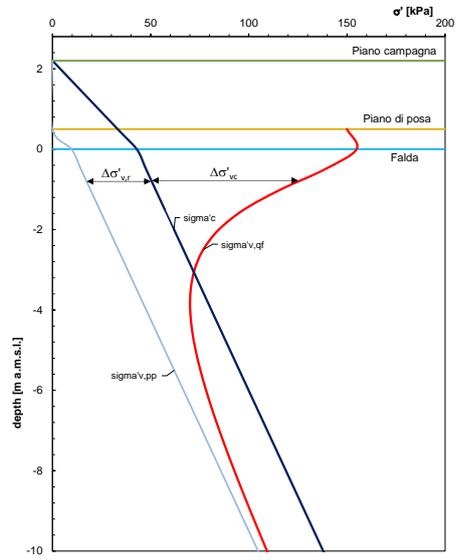
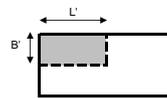
13.3.5 Plinto di fondazione per la torre faro alta 16 m

q (kPa) =	150
B (m) =	2.7
L (m) =	2.7
B' (m) =	1.35
L' (m) =	1.35
Z _{pc} (m s.l.m.m.) =	2.20
h _v (m da p.c.) =	2.20
Z _{pp} (m s.l.m.m.) =	0.50
h _v (m da p.p.) =	0.50

OCR = 1

ΔH (mm) = 13

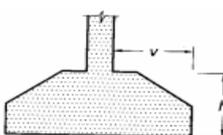
k (kg/cm²) = 1.11



cons stress		Fondazione							
z (m s.l.m.m.)	z (m da p.c.)	σ'c (kPa)	z (m da p.p.f)	σ'v,pp (kPa)	σ'v,q,fondazione (kPa)	Δσ'v,v (kPa)	Δσ'v,c (kPa)	Q-20%σ'v	ΔH _e (m)
2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	150.00	33.15	150.00	150.00	0.002301
0.50	1.70	33.15	0.00	0.00	150.00	33.15	150.00	150.00	0.002232
0.00	2.20	42.90	0.50	9.75	154.91	33.15	145.16	143.21	0.001933
-0.50	2.70	47.65	1.00	14.50	138.75	33.15	124.25	121.35	0.001545
-1.00	3.20	52.40	1.50	19.25	116.36	33.15	97.11	93.26	0.00121
-1.50	3.70	57.15	2.00	24.00	97.64	33.15	73.64	68.84	0.000958
-2.00	4.20	61.90	2.50	28.75	84.76	33.15	56.01	50.26	0.000776
-2.50	4.70	66.65	3.00	33.50	76.79	33.15	43.29	36.59	0.000645
-3.00	5.20	71.40	3.50	38.25	72.37	33.15	34.12	26.47	0.000522
-3.50	5.70	76.15	4.00	43.00	70.41	27.41	27.41	18.81	0.000427
-4.00	6.20	80.90	4.50	47.75	70.16	22.41	22.41	12.86	0.000355
-4.50	6.70	85.65	5.00	52.50	71.12	18.62	18.62	8.12	0.000299
-5.00	7.20	90.40	5.50	57.25	72.93	15.68	15.68	4.23	0.000255
-5.50	7.70	95.15	6.00	62.00	75.37	13.37	13.37	0.97	0
-6.00	8.20	99.90	6.50	66.75	78.28	11.53	11.53	-1.82	0
-6.50	8.70	104.65	7.00	71.50	81.53	10.03	10.03	-4.27	0
-7.00	9.20	109.40	7.50	76.25	85.06	8.81	8.81	-6.44	0
-7.50	9.70	114.15	8.00	81.00	88.79	7.79	7.79	-8.41	0
-8.00	10.20	118.90	8.50	85.75	92.68	6.93	6.93	-10.22	0
-8.50	10.70	123.65	9.00	90.50	96.71	6.21	6.21	-11.89	0

Il cedimento massimo stimato è di circa 14 mm.

CEDIMENTO DIFFERENZIALE

v	=	1.35	m	
2h	=	3.6	m	
Fondazione rigida				
L/B	=	1	-	
v	=	0.3	-	Coefficiente di Poisson
E	=	35000	kPa	Modulo elastico terreno di fondazione
l ₀	=	4.17	-	Coefficiente di influenza
β	=	0.12704	°	Rotazione plinto
Δz	=	6	mm	Cedimento differenziale