

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

SL-OPERE D'ARTE PRINCIPALI

SL00 – Tipologici sottovia e sottopassi

Relazione di calcolo impianto di sollevamento

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L S L 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Coppa 	Aprile 2020	P. Scarano 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	A. Perego Aprile 2020

File: NM2503D26CLSL0000001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.	UNITÀ DI MISURA	7
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1	CALCESTRUZZO PER ELEMENTI DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	8
4.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	9
4.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	9
4.4	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	9
5.	PARAMETRI SISMICI	10
6.	PARAMETRI GEOTECNICI	12
7.	ANALISI DEI CARICHI	13
7.1	CONDIZIONI DI CARICO	13
7.1.1	<i>Peso proprio strutturale (PP)</i>	13
7.1.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	13
7.1.3	<i>Spinta del terreno (SPT)</i>	13
7.1.4	<i>Azioni della falda (SPTW)</i>	13
7.1.5	<i>Azioni variabili (ACC)</i>	14
7.1.6	<i>Spinta del sovraccarico accidentale (SPT_ACC)</i>	14
7.1.7	<i>Azioni sismiche</i>	14
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	14
8.	CRITERI DI VERIFICA	17
8.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	17
8.1.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	17
8.1.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	17
8.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	18
8.2.1	<i>Verifica a fessurazione</i>	19

8.2.2	<i>Verifica delle tensioni</i>	19
9.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	20
9.1.1	<i>Interazione terreno-struttura</i>	20
10.	ANALISI DEI RISULTATI.....	22
11.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI.....	24
11.1	SOLETTA DI FONDAZIONE 30CM.....	24
11.1.1	<i>Verifiche a flessione</i>	25
11.1.2	<i>Verifica a taglio</i>	32
11.2	PARETI 30CM.....	33
11.2.1	<i>Verifiche a flessione</i>	34
11.2.2	<i>Verifica a taglio</i>	41
11.3	SOLETTE 30CM	42
11.3.1	<i>Verifiche a flessione</i>	43
11.3.2	<i>Verifica a taglio</i>	50
12.	VERIFICHE GEOTECNICHE	51
12.1	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO	51
12.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	51
12.3	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	62
13.	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	65

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo dell'impianto di sollevamento previsto in prossimità dei sottopassi denominati "SL01" ed "SL02", previsti nell'ambito del Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova ed ubicati rispettivamente ai km 55+686 e km 88+988 della linea ferroviaria.

La struttura in esame è una struttura interrata caratterizzata dalle seguenti componenti:

- piastra di fondazione avente uno spessore di 30 cm;
- pareti verticali di spessore pari a 30 cm;
- solette caratterizzata da uno spessore di 30 cm.

L'altezza interna della vasca varia da un minimo di 4,50m a 5,55m rispettivamente per l'opera SL01 e SL02.

L'opera ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18 e dalla Circolare Applicativa.

Di seguito verranno dunque illustrate le analisi e le verifiche per l'opera più profonda, risultando inoltre la più svantaggiata in termini di parametri sismici.

Si riportano di seguito alcune immagini della struttura in esame.

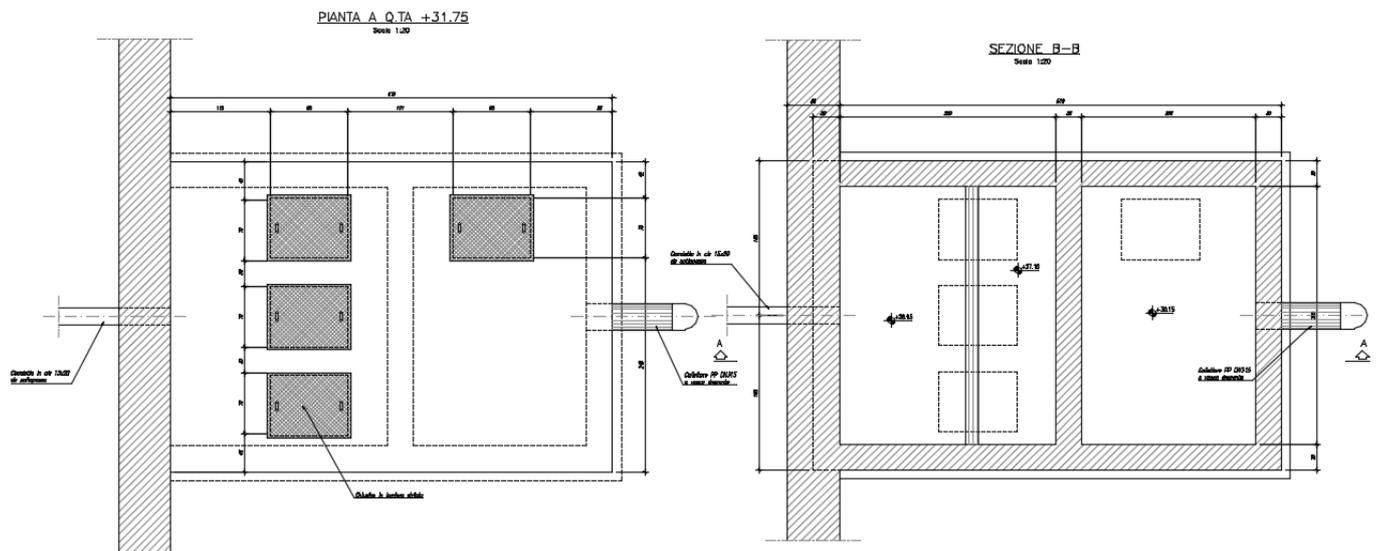


Figura 1 Sezioni dell'impianto di sollevamento

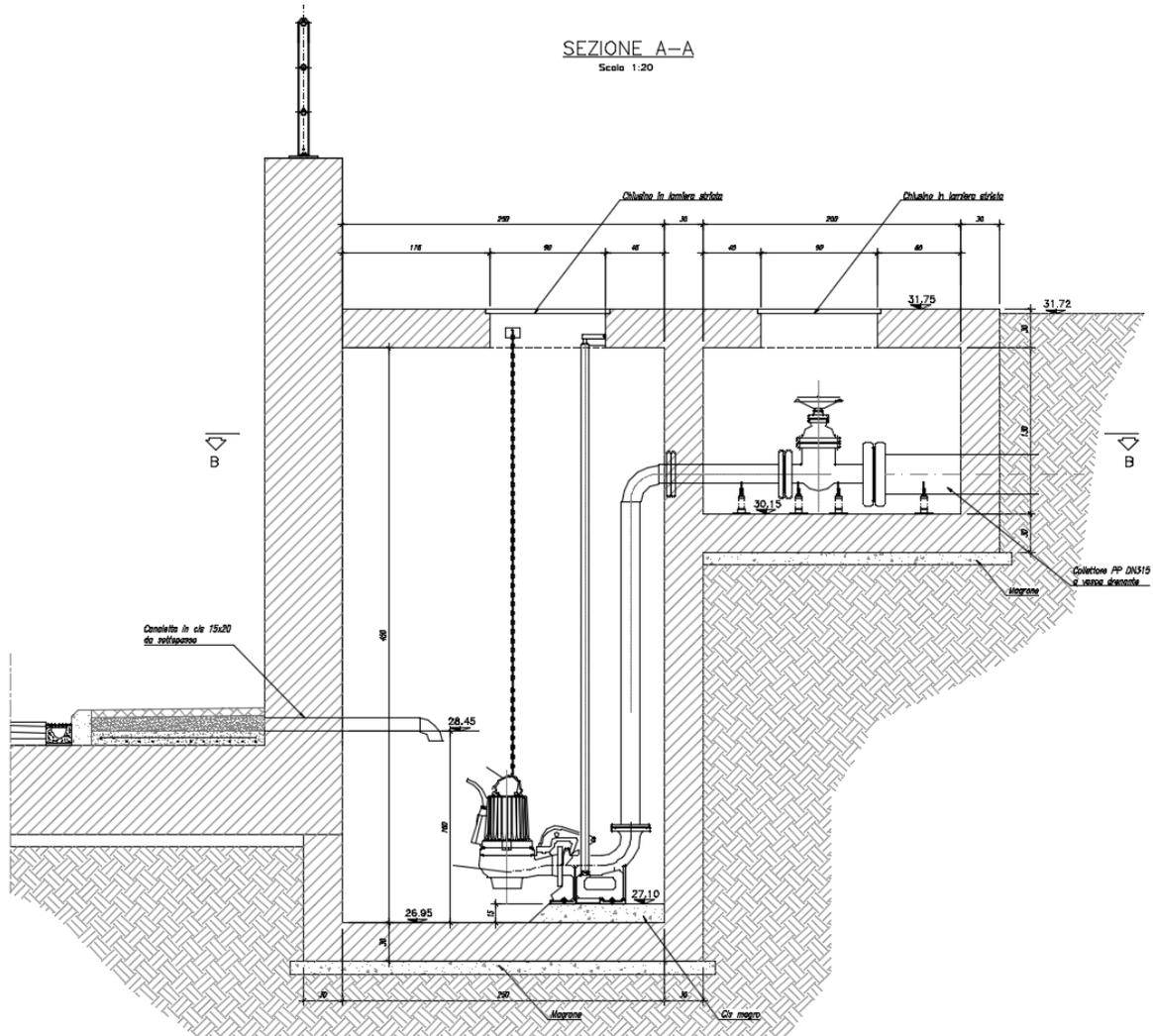


Figura 2 Sezione trasversale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- LEGGE n. 1086 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili”.
- RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 1 - Ambiente”.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.1 Elaborati di riferimento

Carpenteria impianto di sollevamento	N	M	2	5	0	3	D	2	6	B	C	S	L	0	1	0	0	0	0	1	A
Carpenteria impianto di sollevamento	N	M	2	5	0	3	D	2	6	B	C	S	L	0	2	0	0	0	0	1	A
Relazione geotecnica generale	N	M	2	5	0	3	D	2	6	G	E	G	E	0	0	0	6	0	0	1	A

3. UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per elementi di fondazione ed elevazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \quad \text{N/mm}^2$$

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza = C12/15

4.2 Acciaio per cemento armato

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

4.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Fondazione/ Elevazione Classe di esposizione XF2

4.4 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min}=40mm$.

In considerazione delle condizioni ambientali che sono aggressive, i sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella è stato aumentato di 10 mm, ottenendo quindi un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50 mm$ per fondazione ed elevazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

5. PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni. La classe d'uso assunta è la II. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1 = 50 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 475 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S a_g / g \gamma h_{tot}^2$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	11 di 65

Si assumono i parametri sismici più cautelativi corrispondenti al tratto A3, individuato dalla “Relazione geotecnica generale” dal km 82+000 al km 89+731 con il punto P4:

Latitudine = 45.159632

Longitudine = 10.784886

ag = 0.093 g

F0 = 2.557;

T*c = 0.303 s;

Il sottosuolo su cui insiste l’opera ricade in categoria sismica “C” e categoria topografica “T1”. I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

S_S = 1.50;

S_T = 1.0.

Risulta quindi:

a_{max} = 1.366 m/s²;

k_h = 0.139;

k_v = ±0.70.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Si assumono le caratteristiche geotecniche della tratta 22, di seguito riportate:

UNITA'		WRs1	WRa1	Rs2	Ra1	Rs2	
Stratigrafia	DA	[m P.C.]	0.0	5.0	10.5	10.5	31.5
	A	[m P.C.]	5.0	10.5	27.2	31.5	35.0
Parametri di resistenza	γ_n	[kN/m ³]	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
	φ'	[°]	34.0	27.0	34.0	24.0	34.0
	c'	[kPa]	0	0	0	0	0
	c_u	[kPa]	-	70	-	-	-
Parametri di deformabilità	G_0	[MPa]	50-70	50-70	120.0	70.0	120.0
	E_{op2}	[MPa]	25-35	35.0	60.0	35.0	60.0
	OCR	[-]	-	3.0	-	-	-
	CR	[-]	-	0.180	-	-	-
	RR	[-]	-	0.036	-	-	-
	C_{ae}	[%]	-	0.120	-	-	-
	$k_v^{(*)}$	[m/s]	2.00E-07	5.00E-08	1.00E-06	1.00E-08	1.00E-06

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La quota del pelo libero della falda è posta circa 2.10m sopra la quota di intradosso soletta di fondazione.

7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

7.1 Condizioni di carico

7.1.1 *Peso proprio strutturale (PP)*

Il peso del calcestruzzo è determinato in base all'effettiva geometria delle sezioni ed utilizzando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m³. In particolare il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato automaticamente dal programma.

7.1.2 *Carichi permanenti portati (PERM)*

In relazione alla tipologia di opera si considera, ove opportuno, sulla soletta di fondazione il carico permanente portato rappresentante l'acqua interna, agente sulla vasca.

Sulle solette di fondazione dei locali tecnici si considera il carico permanente dovuto alle finiture di intensità pari a:

$$PERM_{sollocalitecnici} = 0.1m \times 25kN/m^3 = 2.5 \text{ kPa.}$$

7.1.3 *Spinta del terreno (SPT)*

La spinta statica del terreno è stata valutata in base alle caratteristiche geotecniche riportate nel paragrafo 5 e ipotizzando che a lungo termine si ripristino le condizioni geostatiche di spinta a riposo K_0 .

$$\text{Per il terreno WRs1 } \varphi' = 33^\circ \quad K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.455$$

$$\text{Per il terreno Wa1 } \varphi' = 27^\circ \quad K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.546$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = h_{variabile} * \gamma_{terreno} * K_0$$

al di sopra della falda;

$$P = h_{variabile} * (\gamma_{terreno} - \gamma_w) * K_0$$

al di sotto della falda.

7.1.4 *Azioni della falda (SPTW)*

La quota del pelo libero della falda è posta circa 2.10m sopra la quota di intradosso soletta di fondazione. I valori delle spinte agenti sulle pareti sono stati calcolati come:

$$P_w = z \times \gamma_w$$

dove $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

La sottospinta risulta essere pari a:

$$P_{\text{sott}} = H_{\text{falda}} \times \gamma_w = 2.10 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 21 \text{ kPa.}$$

7.1.5 Azioni variabili (ACC)

Si considera un carico accidentale da cantiere pari a:

$$Q_{\text{acc}} = 10 \text{ kPa.}$$

7.1.6 Spinta del sovraccarico accidentale (SPT_ACC)

La spinta dovuta al carico accidentale di 10 kPa è stata calcolata, in favore di sicurezza, in base al coefficiente di spinta a riposo k_0 .

7.1.7 Azioni sismiche

7.1.7.1 Forze di inerzia (INERZIA X e INERZIA Y)

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \times W$$

Il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h può essere valutato mediante l'espressione:

$$k_h = a_{\text{max}}/g$$

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

$$G1 + G2 + \psi 2_j Q_{kj}$$

Per i parametri sismici si faccia riferimento al paragrafo 5 della presente relazione.

7.1.7.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPT_SISMA X e SPT_SISMA Y)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\text{max}}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad $H/2$.

L'incremento sismico è stato considerato concomitante con la spinta statica calcolata con i coefficienti di spinta a riposo.

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Si ripeta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

(7) 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.2.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varanno assunti pari a 0,0.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

	SLU01	SLV01	SLV02	SLE01
PP	1.35	1	1	1
PERM	1.5	1	1	1
SPT	1.35	1	1	1
SPTW	1.35	1	1	1
ACC	1.45	0.2	0.2	0.8
SPT_ACC	1.45	0.2	0.2	0.8
INERZIA X	0	1	0.3	0
INERZIA Y	0	0.3	1	0
SPT_SISMA X	0	1	0.3	0
SPT_SISMA Y	0	0.3	1	0

Tabella 2 Combinazioni di carico

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

8. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

- Verifiche di stato limite di esercizio:
 - Verifiche di deformabilità
 - Verifiche a fessurazione
 - Verifica delle tensioni
- Verifiche di stato limite di ultimo
 - Verifica a flessione
 - Verifica a taglio

8.1 Verifiche allo stato limite ultimo

8.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

8.1.2 Sollecitazioni taglienti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

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

dove:

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

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

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

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

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

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due relazioni sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α_c è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

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 3 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono sempre “aggressive”.

8.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all’aggressività ambientale e alla sensibilità dell’acciaio, l’apertura limite delle fessure è pari a $w_2=0.3\text{mm}$ per la combinazione rara.

8.2.2 Verifica delle tensioni

I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

9. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La struttura è modellata con l'ausilio del software STRAUS 7. Il programma si avvale del metodo degli elementi finiti applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati nella modellazione elementi "plate". La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi.

Le verifiche strutturali sono state svolte con il codice di calcolo RC-SEC.

A seguire si riporta un'immagine del modello FEM realizzato per lo svolgimento delle analisi.

Il modello è formato da 1216 nodi e 1214 plate ai quali sono state assegnate proprietà geometriche e meccaniche coerenti con le proprietà degli elementi strutturali.

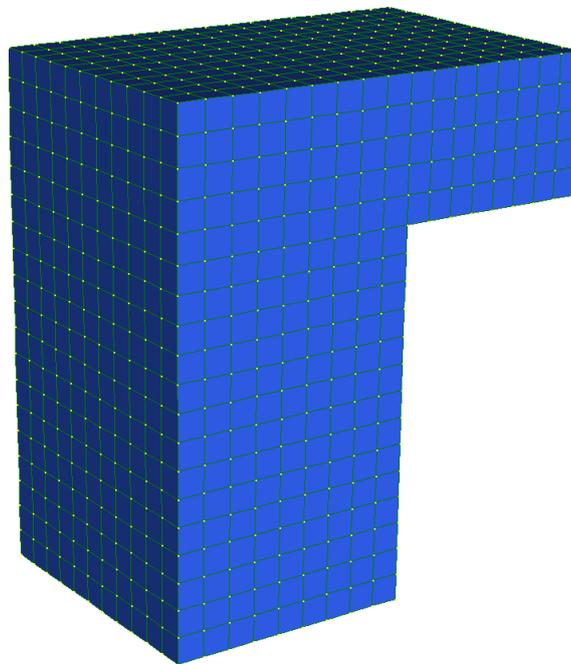


Figura 3 Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti

9.1.1 Interazione terreno-struttura

I vincoli esterni, simulanti l'interazione con il terreno, assegnati alla struttura sono rappresentati da molle reagenti solo a compressione di opportuna costante elastica.

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

E_c = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

Nel caso in esame K risulta pari a:

Strato di terreno	Coefficiente di sottofondo alla Winkler [kN/mc]
WRs1	21000
Wa1	30000

Tale rigidità è stata applicata come face support.

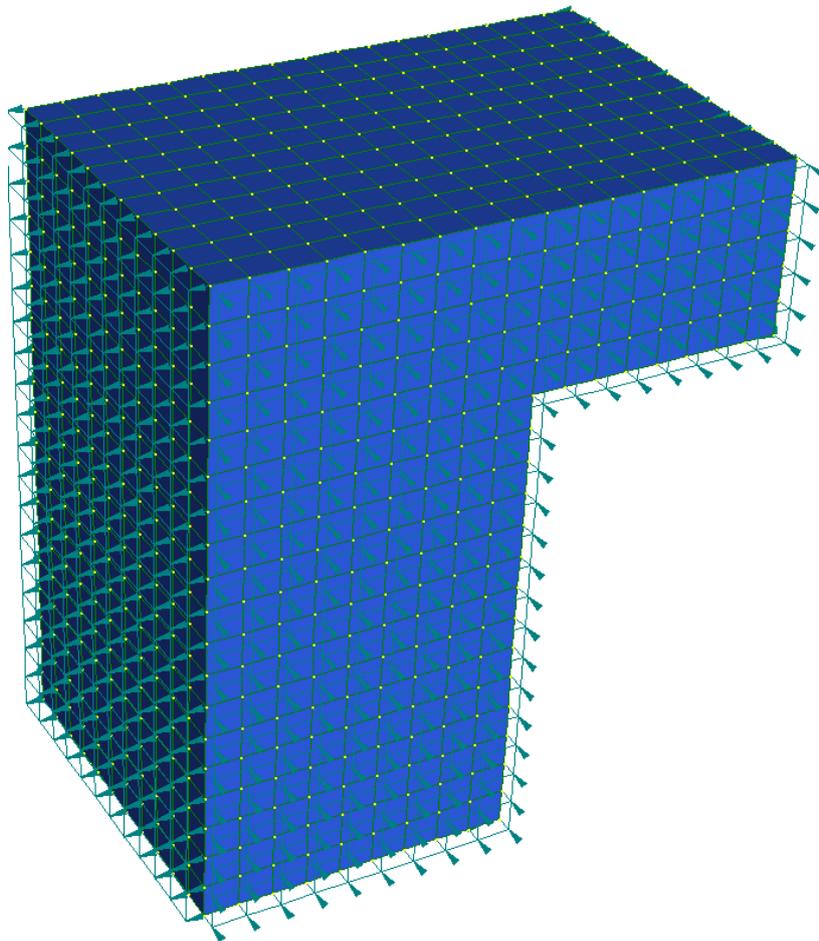


Figura 4 Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – Non linear Face support

10. ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio delle differenti sezioni. Le verifiche si riferiscono agli assi locali del modello Straus7 riportati a seguire.

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime nella varie combinazioni di carico relative agli elementi strutturali dell'impianto di sollevamento. Tutte le sollecitazioni sono riferite al metro lineare di elemento strutturale. In particolare nelle Tabelle riportate di seguito lo sforzo normale è di compressione se positivo.

FONDAZIONE 30cm			
Sollecitazioni di calcolo	Taglio [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLU 01	58	29	21
SLE 01	-	20	15

PARETI 30cm				
Sollecitazioni di calcolo	Taglio [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	N [kN]
SLU 01	64	29	31	81
SLE 01	-	25	21	58

SOLETTA 30cm			
Sollecitazioni di calcolo	Taglio [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLU 01	36	22	14
SLE 01	-	13	9

Tabella 4 Sollecitazioni elementi strutturali

Si riporta di seguito lo stato deformativo allo stato limite di esercizio.

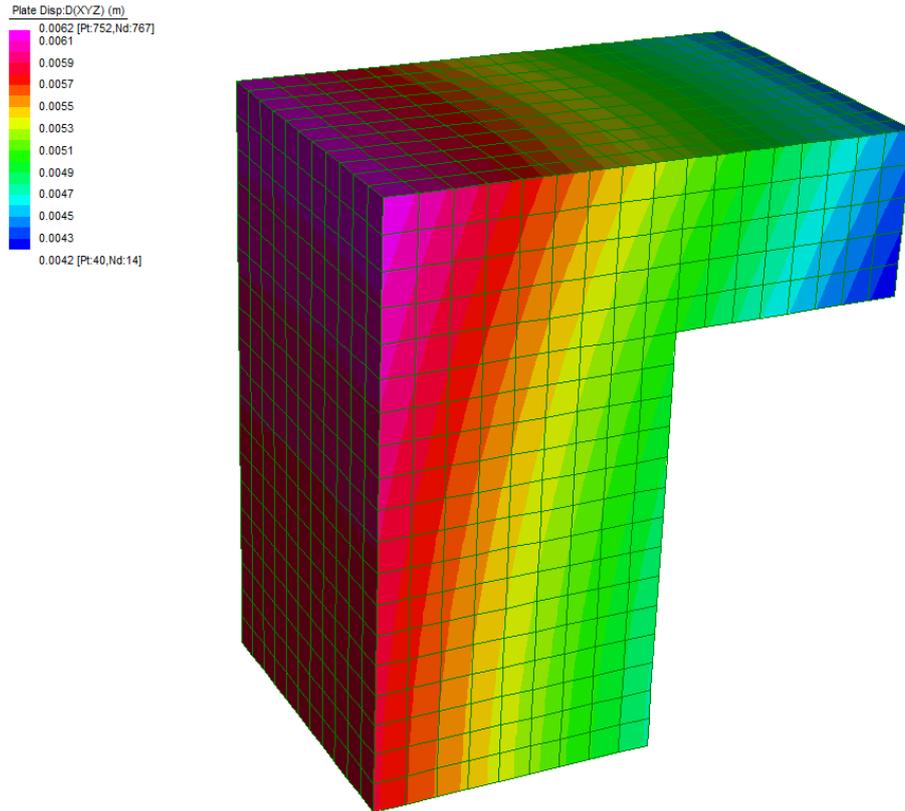


Figura 5 Stato deformativo - SLE

11. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per le condizioni di carico più gravose.

In particolare nelle verifiche riportate di seguito lo sforzo normale è di compressione se positivo.

11.1 Soletta di fondazione 30cm

Le verifiche si riferiscono agli assi locali del modello Straus7 riportati a seguire.

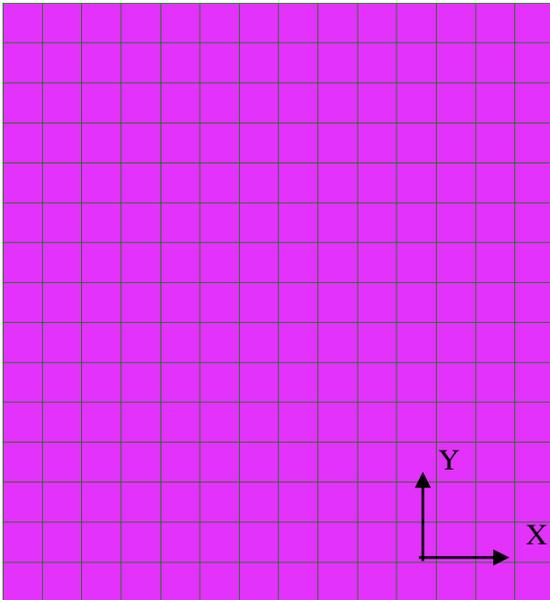


Figura 6 Assi locali modello Straus7 (Soletta di fondazione-spessore 40cm)

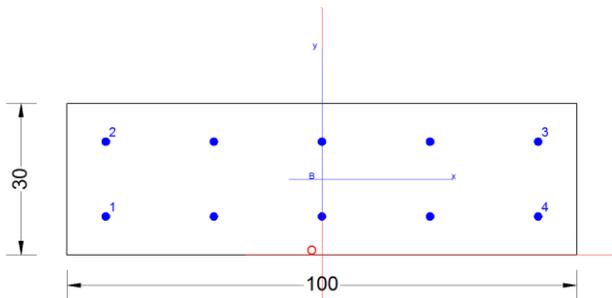
Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA		
Armatura x	Armatura y	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø10/40x40
5Ø16	5Ø16	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
5Ø16	5Ø16	

La sezione risulta verificata con l'armatura prevista.

11.1.1 Verifiche a flessione

11.1.1.1 Armatura in direzione x degli assi locali



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.4	7.6	16

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	26 di 65

2	-42.4	22.4	16
3	42.4	22.4	16
4	42.4	7.6	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	29.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	20.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	27 di 65

My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	29.00	0.00	0.00	97.13	0.00	3.35	20.1(3.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.233	-50.0	30.0	-0.00160	-42.4	22.4	-0.01154	-42.4	7.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000671584	-0.016647515	0.233	0.731

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.95	-50.0	30.0	-98.0	-42.4	7.6	719	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

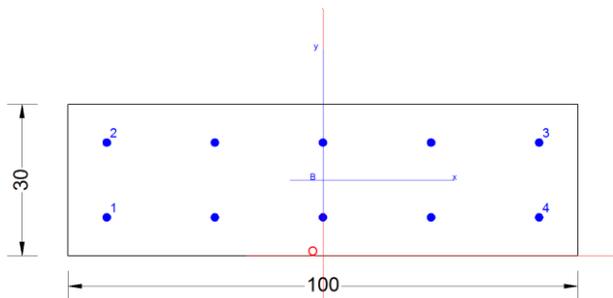
Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	28 di 65

k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0	0.500	16.0	68	0.00029 (0.00029)	426	0.125 (0.30)	46.69	0.00

11.1.1.2 Armatura in direzione y degli assi locali



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	29 di 65

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.6	8.4	16
2	-41.6	21.6	16
3	41.6	21.6	16
4	41.6	8.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	21.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	30 di 65

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	21.00	0.00	0.00	98.31	0.00	4.68	20.1(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.256	-50.0	30.0	-0.00183	-41.6	21.6	-0.01020	-41.6	8.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000634096	-0.015522895	0.256	0.759

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	31 di 65

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.38	-50.0	30.0	-75.1	-41.6	8.4	807	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k3 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 wk Massima distanza tra le fessure [mm]
 Mx fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00059	0	0.500	16.0	76	0.00023 (0.00023)	477	0.107 (0.30)	46.04	0.00

11.1.2 Verifica a taglio

La verifica risulta soddisfatta anche nel caso di elementi senza armatura a taglio. Si prevede comunque un'armatura a taglio Ø10/40x40.

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	30	cm		
c	=	8.4	cm		
d	=	h-c	=	21.6	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	37	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	30.71	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
Ø _{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
Ø _{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A _{sw} / s)	=	4.909	cm ² / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
ARMATURE LONGITUDINALI					
Ø _l	=	16			
Numero	=	5			
A _{sl}	=	10.053	cm ²		
TAGLIO AGENTE					
		V _{Ed} =	58	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		N _{Ed} =	0	(KN)	
		α _c =	1.0000		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.98			$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v _{min}	=	0.539			$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ctd}^{1/2}$
ρ _l	=	0.0048			
σ _{cp,Ned/AC}	=	0.0000	(Mpa)		
V _{Rd1}	=	121.98	(KN)		
V _{Rd2}	=	113.13	(KN)		
		V _{Rd} =	121.98	(KN)	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di cot θ					
cot(θ) =	6.66				
θ =	8.54 °				
IPOTESI: 1 <= cot θ <= 2.5 Rottura bilanciata V _{Rsd} =V _{Rcd}					
V _{Rsd} =	241.63 (KN)				$0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$
V _{Rcd} =	241.63 (KN)				$0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$
V _{Rd} =	242 (KN)				min(V _{Rsd} , V _{Rcd})

11.2 Pareti 30cm

Le verifiche si riferiscono agli assi locali del modello Straus7 riportati a seguire.

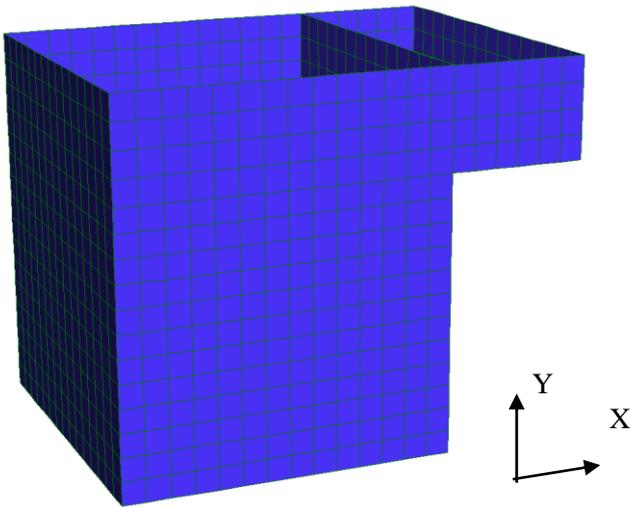


Figura 7 Assi locali modello Straus7 (Pareti - spessore 30cm)

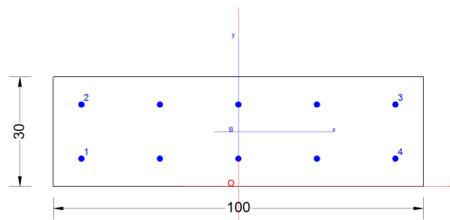
Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA		
Armatura x (orizzontale)	Armatura y (verticale)	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø10/20x40
5Ø16	5Ø16	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
5Ø16	5Ø16	

La sezione risulta verificata con l'armatura prevista.

11.2.1 Verifiche a flessione

11.2.1.1 Armatura in direzione x degli assi locali (orizzontale)



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C30/37	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-43.2	6.8	16
2	-43.2	23.2	16
3	43.2	23.2	16

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	36 di 65

My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	29.00	0.00	0.00	96.51	0.00	3.33	20.1(3.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.210	-50.0	30.0	-0.00138	-43.2	23.2	-0.01316	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000718015	-0.018040449	0.210	0.703

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.41	-50.0	30.0	-119.4	-43.2	6.8	725	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

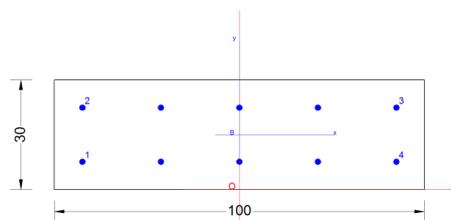
Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	37 di 65

k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 S _{max} / E _s [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e _{sm} - e _{cm}) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00085	0	0.500	16.0	60	0.00036 (0.00036)	400	0.143 (0.30)	47.42	0.00

11.2.1.2 Armatura in direzione y degli assi locali (verticale)



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C30/37	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	38 di 65

2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.6	8.4	16
2	-41.6	21.6	16
3	41.6	21.6	16
4	41.6	8.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	31.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione			

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	21.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	40 di 65

1 S 3.33 -50.0 30.0 -105.1 -41.6 8.4 807 10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00083	0	0.500	16.0	76	0.00032 (0.00032)	477	0.150 (0.30)	46.04	0.00

11.2.2 Verifica a taglio

La verifica risulta soddisfatta anche nel caso di elementi senza armatura a taglio. Si prevede comunque un'armatura a taglio Ø10/20x40.

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	30	cm		
c	=	8.4	cm		
d	=	h-c	=	21.6	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	37	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	30.71	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
ø _{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
ø _{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	20	cm		
(A _{sw} / s)	=	9.817	cm ² / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
ARMATURE LONGITUDINALI					
ø _l	=	16			
Numero	=	5			
A _{sl}	=	10.053	cm ²		
TAGLIO AGENTE		V_{Ed}	=	64	(KN)
SFORZO NORMALE		N_{Ed}	=	0	(KN)
		α_c	=	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
cot(θ) =	4.65
θ =	12.13 °
IPOTESI:	1 ≤ cot θ ≤ 2.5 Rottura bilanciata V _{Rsd} = V _{Rcd}
V _{Rsd} =	347.49 (KN)
V _{Rcd} =	347.49 (KN)
V _{Rd} =	347 (KN)

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

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

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

11.3 Solette 30cm

Le verifiche si riferiscono agli assi locali del modello Straus7 riportati a seguire.

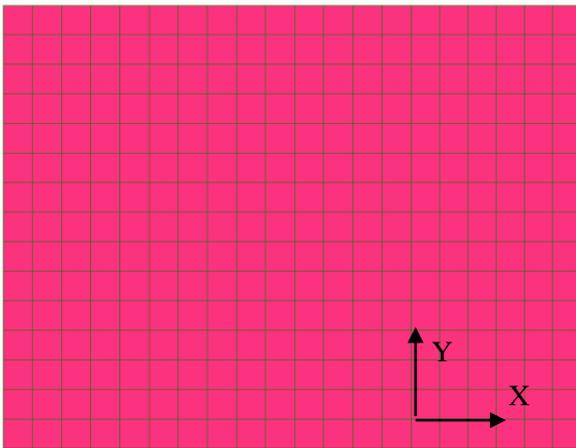


Figura 8 Assi locali modello Straus7 (Solette - spessore 30cm)

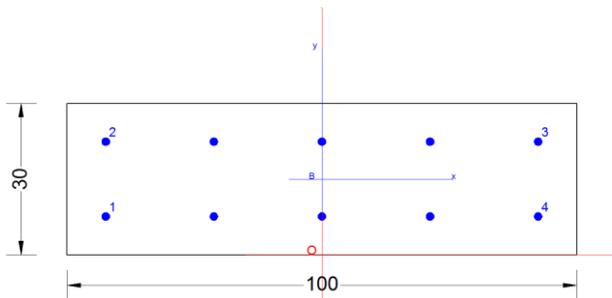
Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA		
Armatura x	Armatura y	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø10/40x40
5Ø16	5Ø16	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
5Ø16	5Ø16	

La sezione risulta verificata con l'armatura prevista.

11.3.1 Verifiche a flessione

11.3.1.1 Armatura in direzione x degli assi locali



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-42.4	7.6	16

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	44 di 65

2	-42.4	22.4	16
3	42.4	22.4	16
4	42.4	7.6	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	13.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	45 di 65

My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	22.00	0.00	0.00	97.13	0.00	4.41	20.1(3.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.233	-50.0	30.0	-0.00160	-42.4	22.4	-0.01154	-42.4	7.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000671584	-0.016647515	0.233	0.731

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.92	-50.0	30.0	-63.7	-42.4	7.6	719	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

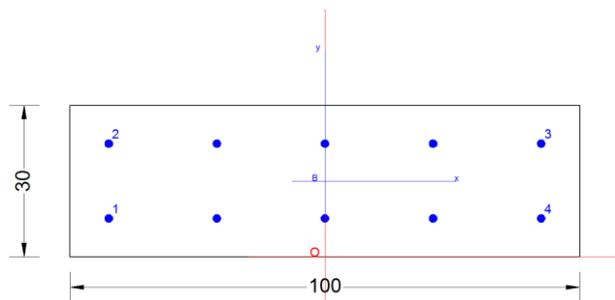
Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	46 di 65

k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0	0.500	16.0	68	0.00019 (0.00019)	426	0.081 (0.30)	46.69	0.00

11.3.1.2 Armatura in direzione y degli assi locali



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	47 di 65

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.6	8.4	16
2	-41.6	21.6	16
3	41.6	21.6	16
4	41.6	8.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	14.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	49 di 65

Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.43	-50.0	30.0	-45.0	-41.6	8.4	807	10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00035	0	0.500	16.0	76	0.00014 (0.00014)	477	0.064 (0.30)	46.04	0.00

11.3.2 Verifica a taglio

La verifica risulta soddisfatta anche nel caso di elementi senza armatura a taglio. Si prevede comunque un'armatura a taglio Ø10/40x40.

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	30	cm		
c	=	8.4	cm		
d	=	h-c	=	21.6	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	37	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	30.71	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
Ø _{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
Ø _{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	20	cm		
(A _{sw} / s)	=	9.817	cm ² / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
ARMATURE LONGITUDINALI					
Ø _l	=	16			
Numero	=	5			
A _{sl}	=	10.053	cm ²		
TAGLIO AGENTE					
		V _{Ed}	=	36	(KN)
SFORZO NORMALE					
		N _{Ed}	=	0	(KN)
		α _c	=	1.0000	

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.98	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v _{min}	=	0.539	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cd}^{1/2}$		
ρ _l	=	0.0048			
σ _{cp,Ned/AC}	=	0.0000	(Mpa)		
V _{Rd1}	=	121.98	(KN)		
V _{Rd2}	=	113.13	(KN)	V _{Rd} =	121.98 (KN)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di cot θ					
cot(θ)	=	6.66			
θ	=	8.54	°		
IPOTESI: 1 ≤ cot θ ≤ 2.5 Rottura bilanciata V _{Rsd} =V _{Rcd}					
V _{Rsd}	=	241.63	(KN)	$0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$	
V _{Rcd}	=	241.63	(KN)	$0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$	
V _{Rd}	=	242	(KN)	min(V _{Rsd} , V _{Rcd})	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Relazione di calcolo impianti di sollevamento	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL 00 00 001	REV. A

12. VERIFICHE GEOTECNICHE

12.1 Verifica allo stato limite di sollevamento

Nel presente capitolo si riporta la verifica di stabilità al sollevamento della struttura in c.a. ovvero si controlla che il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia minore o uguale al valore di progetto delle azioni stabilizzanti e delle resistenze. Tale verifica è condotta per la situazione più gravosa che si realizza quando viene completata l'opera e per la configurazione che prevede la struttura completamente vuota al suo interno ovvero senza il peso dell'acqua all'interno della vasca e considerando la massima sottospinta dell'acqua (massimo dislivello).

Per tali verifiche deve essere utilizzata la tabella 6.2.III delle NTC18:

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

L'azione instabilizzante è rappresentata dalla sottospinta dell'acqua, valutata cautelativamente in condizioni idrostatiche, ad intradosso fondazione ed è pari al prodotto tra la spinta della'acqua e la superficie della fondazione stessa. L'azione stabilizzante è assunta cautelativamente pari al solo peso proprio della struttura in c.a. (si trascura la forza di attrito che si sviluppa sull'interfaccia tra le pareti ed il terreno).

Essendo il peso permanente:

$$PP = 0,9 \cdot G_1 = 819 \text{ kN}$$

e la sottospinta idraulica:

$$SPW = 259 \text{ kN}$$

si ottiene il coefficiente di sicurezza:

$$F.S. = PP / (1,1 \cdot SPW) = 3,17 \geq 1,00$$

per cui la verifica risulta soddisfatta.

12.2 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\sigma * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_q = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_y = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_y = g_q = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^2 / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$b_y = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

ove $\beta + \eta \leq 90^\circ$ e $\beta \leq \phi$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^{\wedge} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g^*_c = \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b^*_c = \eta^{\circ} / 147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

$q = \gamma * D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

La verifica geotecnica è stata eseguita confrontando la pressione di contatto, che si determina dal modello, con il carico limite q_{im} del terreno. Si riporta di seguito la rappresentazione delle reazioni di contatto in fondazione.

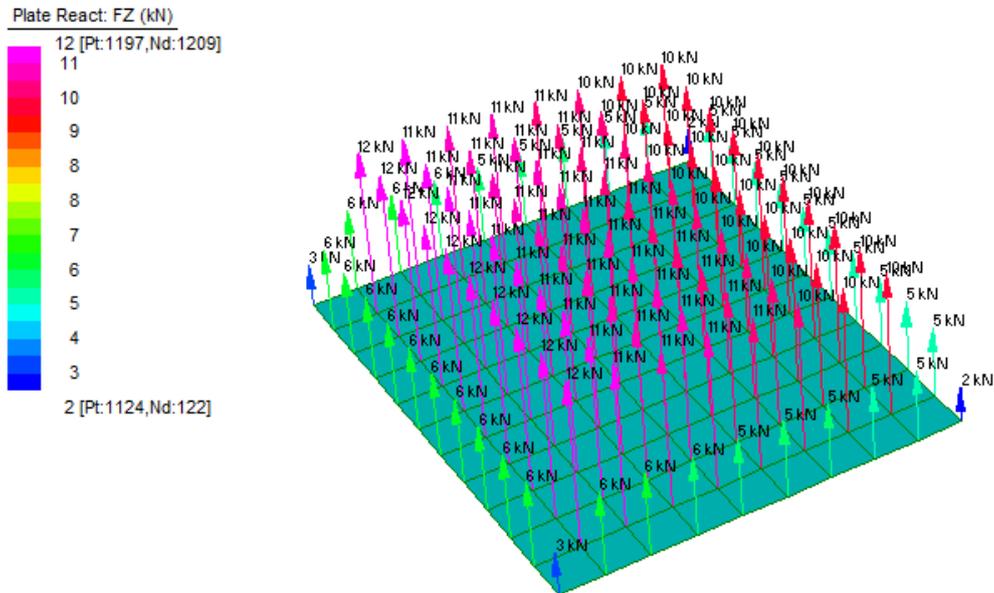


Figura 9: Fz della fondazione

Considerando la zona maggiormente sollecitata, si è trovata la tensione di contatto agente in fondazione dividendo la reazione per l'area. Tale tensione di contatto è stata confrontata con il carico limite del terreno. Si ottiene:

$$q_{Ed}=110\text{kPa}$$

Verifica in tensioni efficaci:

$$q_{Ed}=106\text{kPa} < q_{Lim}/\gamma_R=667.81\text{kPa} \rightarrow \text{Verificato.}$$

Verifica in tensioni totali:

$$q_{Ed}=106\text{kPa} < q_{Lim}/\gamma_R=315.15\text{kPa} \rightarrow \text{Verificato.}$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

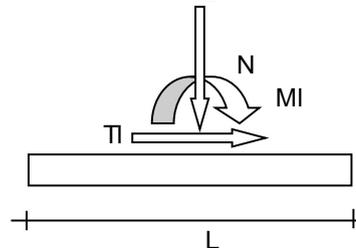
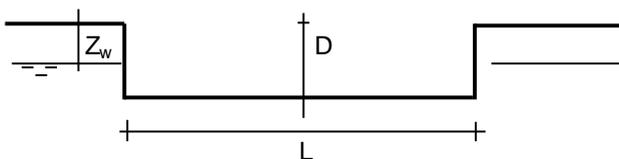
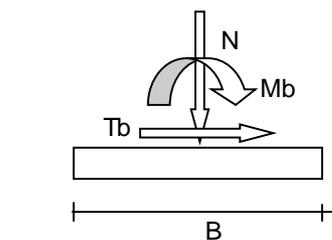
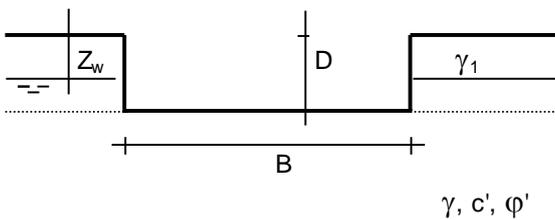
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3.10 (m)
L = 3.60 (m)
D = 6.15 (m)

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	57 di 65

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 27.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 27.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 3.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.60 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 55.35 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 13.20$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.94$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 14.47$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.47$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.44$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.66$$

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	58 di 65

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.46 \quad m = 1.54 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

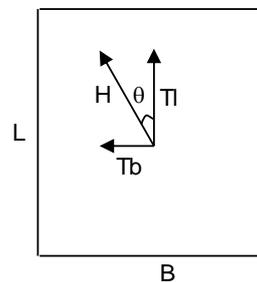
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.34$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	59 di 65

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1535.96 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 106.45 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 667.81 \qquad \geq \qquad q = \qquad 106.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

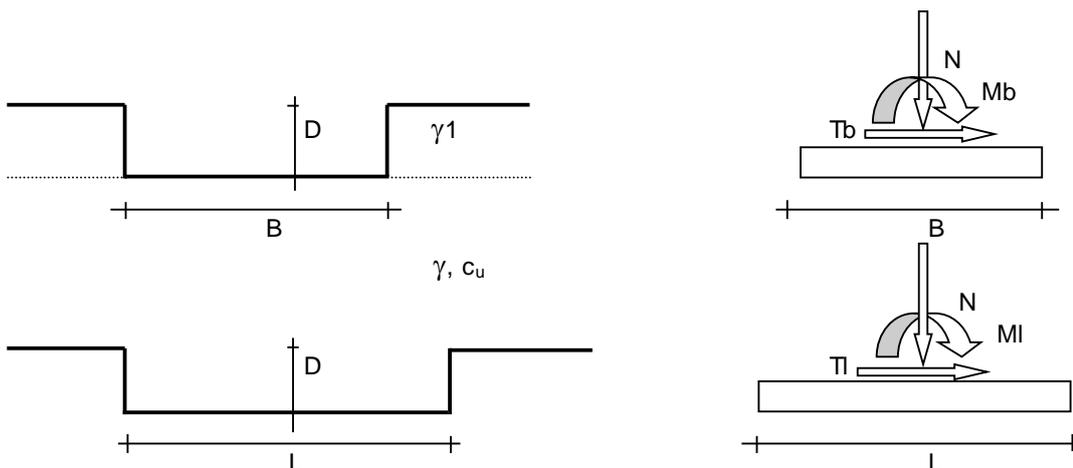
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastroforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastroforme $L=100$ m)

B = 3.60 (m)
L = 3.10 (m)
D = 6.15 (m)

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	61 di 65

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 3.60 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.10 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 116.85 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.17$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.54$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.46$$

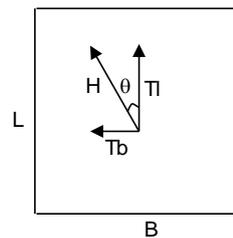
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.54$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$$

$$d_c = 1.44$$

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	62 di 65

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 724.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 106.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 315.15 \geq q = 106.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

12.3 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

Si riporta di seguito la rappresentazione delle reazioni di contatto in fondazione.

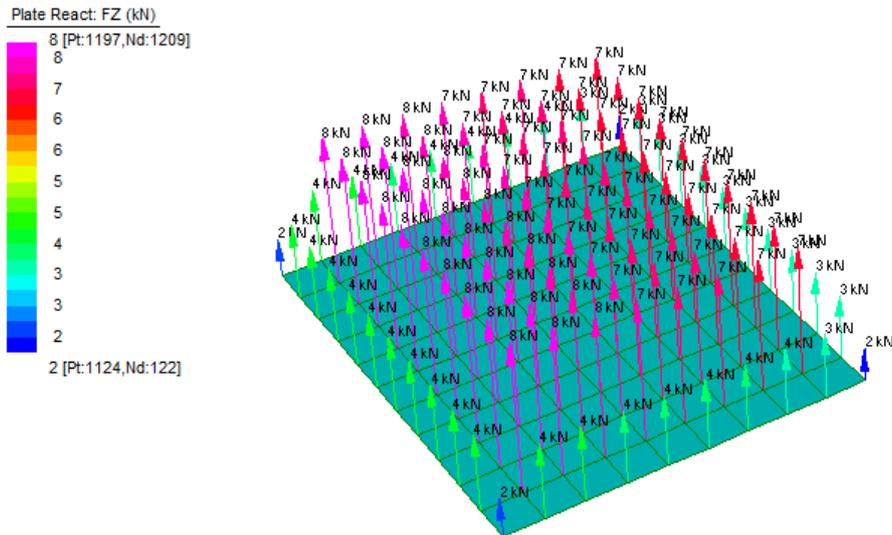
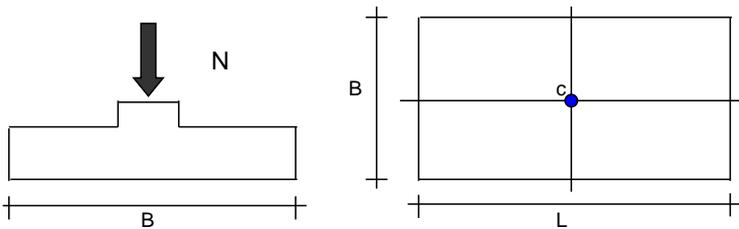


Figura 10 Fz della fondazione

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:

Sottopasso Stazione Acerra



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3) / (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z i - \nu_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

Relazione di calcolo impianti di sollevamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 00 00 001	A	64 di 65

DATI DI INPUT:

B = 3.60 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 3.10 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 792 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 70.97 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRa1	4.65	0.0	4.7	1.0	35000	0.25	0.37
-			0.0	0.0	1.0		0.25	-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$\delta_{ctot} = 0.37$ (cm)

Il cedimento totale risulta essere pari a **0.37cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0.00	1.0	1							35000	0.25		
1.00	1.0	1	1.63	1.87	2.43	55.85	28.83	31.18	35000	0.25	0.12	0.12
2.00	1.0	1	2.16	2.34	2.81	41.17	-0.01	0.55	35000	0.25	0.12	0.23
3.00	1.0	1	2.94	3.08	3.45	27.44	-0.83	-0.60	35000	0.25	0.08	0.31
4.00	1.0	1	3.83	3.94	4.23	18.10	-0.72	-0.62	35000	0.25	0.05	0.37

13. VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono l'impianto di sollevamento.

Elemento	Incidenza Kg/mc
SOLETTA DI FONDAZIONE 30cm	110
PARETI 30cm	120
SOLETTE 30cm	110