

**VASCA DI FONDAZIONE A SOSTEGNO DI OPERE DI
STOCCAGGIO PERCOLATO A SERVIZIO DELLA
DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI
DENOMINATA G3**

LOCALITA': Loc. Ginestreto
Comune di Sogliano al Rubicone FC)

COMMITTENTE: SOGLIANO AMBIENTE s.p.a.

RCA-01

OGGETTO:

1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del
progetto strutturale
2. RELAZIONE SUI MATERIALI

PAGINE: 52

ID ELABORATO: 22_022_0_RCA-01

COMMESSA: 22_022



SOCIETA' D'INGEGNERIA

via Battisti 91/e - 47021 S. Piero in Bagno (FC) - Tel. 0543 917525

COD. FISC. e P.IVA 03834660403 - Iscr. C.C.I.A.A. REA FO - 318489 -

E-MAIL: info@studiocober.it

SITO INTERNET: www.studiocober.it



COLLABORATORI: ing. Riccardo Bernabini

IL PROGETTISTA

IL DIRETTORE DEI LAVORI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	25/07/2022	Emissione	Riccardo Bernabini	Patrizio Bernabini	Patrizio Bernabini

INDICE

PREMESSA.....	3
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	3
Descrizione del contesto edilizio e geologico - Descrizione generale della struttura:.....	3
Normativa tecnica e riferimenti tecnici:	5
Definizione dei parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica e delle azioni considerate sulla costruzione:.....	6
Descrizione dei materiali e dei prodotti ad uso strutturale:.....	7
Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione:	8
Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE:	9
Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione dell'analisi dinamica:.....	12
Criteri di verifica agli Stati Limite indagati, in presenza di azione sismica:.....	12
Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione:	12
PLATEA DI FONDAZIONE sp. 40 cm:.....	13
SETTI IN C.A. sp. 30 cm:.....	17
VERIFICHE DI SICUREZZA.....	20
VERIFICA LASTRE.....	20
VERIFICA SETTI IN C.A.	21
VERIFICA PROFILI IN ACCIAIO.....	21
Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo:	22
Aspetti geotecnici e di fondazione:	23
Pressioni massime trasmesse al terreno di fondazione:	25
RELAZIONE DI CALCOLO	27
1.1 Premessa	27
1.2 Analisi storico critica ed esito del rilievo geometrico – strutturale.....	27
1.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica.....	27
1.4 Quadro normativo di riferimento adottato.....	27
1.5 Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza	Errore. Il segnalibro non è definito.
1.6 Azioni di progetto sulla costruzione. Pericolosità sismica di base.....	27
1.6.1 PESO PROPRIO STRUTTURA PORTANTE	28
1.6.2 PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE_SERBATOI	28
1.6.3 CARICHI VARIABILI.....	29
1.6.3.1 CARICO NEVE	29
1.6.3.2 AZIONE DEL VENTO.....	29
1.6.3.3 AZIONE DELLA TEMPERATURA	29
1.6.3.4 AZIONE SISMICA.....	29
1.7 Principali risultati.....	30
1.8 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	30
1.9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	30
1.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	49
1.10.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	49
1.10.2 VERIFICA DI DERFORMABILITA' DEI PROFILI DI COPERTURA	50
RELAZIONE SUI MATERIALI	51
1.11 CONGLOMERATO CEMENTIZIO	51
1.12 ACCIAIO DA CARPENTERIA	52

PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo Strutturale è redatta seguendo le indicazioni fornite nel recente D.G.R. 1373/2011 che ha modificato le precedenti indicazioni per la stesura delle Relazioni di Calcolo da allegare alla documentazione per il progetto esecutivo riguardante le strutture, attinenti alla riduzione del rischio sismico delle costruzioni, stabilite nell'Allegato B del D.G.R 1071/2010.

In breve, la sopradescritta Delibera della Giunta Regionale, individua gli elaborati ed i relativi contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture; per quanto concerne la Relazione di Calcolo Strutturale, questa deve necessariamente contenere al suo interno quella che è definita *“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”*, che contiene e specifica al suo interno gli elementi principali del progetto, le scelte progettuali motivate adottate dal progettista, le azioni considerate in fase di calcolo, ed in generale tutte le indicazioni necessarie al soggetto incaricato ad esprimere un proprio parere, per quel che concerne l'aspetto prettamente sismico. Resta sott'inteso che la documentazione deve poi essere completata dalle informazioni più dettagliate per un giudizio globale sull'attività progettuale svolta.

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Descrizione del contesto edilizio e geologico - Descrizione generale della struttura:

Trattasi del progetto per l'incremento del volume di stoccaggio del percolato a servizio della discarica per rifiuti non pericolosi denominata G3. La necessità di incrementare la volumetria disponibile deriva dall'esigenza di poter gestire in maniera più efficiente, anche da un punto di vista economico, le situazioni di maggiore produzione che si verificano in corrispondenza degli eventi piovosi più intensi senza dover ricorrere allo smaltimento esterno e, in generale, di conseguire un'ottimizzazione del funzionamento dell'impianto di trattamento del percolato presente in sito.

L'area di intervento, posta nella parte terminale della vallecchia denominata G3, è localizzata in prossimità del piazzale di servizio e manovra posto al piede della briglia di contenimento della discarica G3.

Oltre alla vasca di stoccaggio che contiene i silos di accumulo, nell'ambito del medesimo intervento saranno realizzate opere di completamento a servizio dell'impianto stesso adibite alle operazioni di carico – scarico del percolato, al completamento dell'impianto di raccolta e

smaltimento delle acque meteoriche, ed alla sistemazione delle viabilità di accesso ed uscita dal sito di conferimento; nello specifico:

- Opera di contenimento a valle della vasca di stoccaggio in massi ciclopici a contenimento del terrapieno a valle della vasca stessa di altezza massima fuori terra pari a circa 6,00 mt;
- Pozzetto di intercettazione dello scarico di fondo della discarica completamente interrati in c.c.a. gettato in opera;
- Vasca di raccolta delle acque piovane in c.c.a. armato prefabbricato completamente interrata;
- Vasca di carico del percolato in c.c.a. gettato in opera completamente interrata posta a monte della vasca di stoccaggio;
- Locali tecnici adibiti ad ospitare le sale di monitoraggio/manovra, locali quadri elettrici e il locale pompe, contraddistinti da una fondazione in calcestruzzo armato e sovrastruttura in carpenteria metallica leggera.

L'incremento del volume di stoccaggio del percolato in progetto prevede l'installazione di 6 serbatoi in vetroresina (PRFV) della capacità di 100 m³ ciascuno. I serbatoi, del tipo cilindrico ad asse verticale con fondo piano, hanno dimensione di 4,00 m di diametro e 8,50 m di altezza misurata dall'estradosso della platea di fondazione in calcestruzzo. I serbatoi saranno allineati ad interasse regolare di 5,00 (asse serbatoio) sull'asse longitudinale della vasca e saranno ancorati tramite un sistema di anelli metallici e tirafondi alla platea di fondazione in calcestruzzo armato avente spessore di 40 cm.

La platea di fondazione sarà realizzata assegnando le opportune pendenze affinché le eventuali perdite possano raccogliersi nel pozzetto ricavato all'estremità della platea.

L'accesso dal piazzale dell'area servizio alla sommità dei serbatoi e all'interno del bacino di contenimento è garantito da scale metalliche disposte parallelamente al lato corto della vasca, passerelle e scale alla marinara, realizzate con elementi prefabbricati in acciaio in officina, zincati a caldo ed assemblati in opera.

Il sistema di stoccaggio come detto è completato da un manufatto interrato a sezione rettangolare di lati 4,10 m x 2,80 m e profondità pari a circa 6,00 m dal piano campagna, che realizza il pozzo di intercettazione all'interno del quale è ospitata una pompa a battente che nell'eventualità trasferisce il materiale dalla condotta di fondo vasca intercettata ai serbatoi di stoccaggio.

I manufatti sono inseriti all'interno di un'area ubicata in Loc. Ginestreto nel Comune di Sogliano al Rubicone (FC) ad un'altitudine sul livello del mare pari circa a 190 m.

Planimetricamente il manufatto adibito allo stoccaggio del percolato presenta una forma rettangolare con lati di lunghezza rispettivamente pari a circa 32,00 m x 6,60 m, perimetrato da setti in c.a. di spessore 30 cm che spiccano direttamente dalla platea di fondazione per un'altezza pari a 1,80 m.

La vasca in oggetto sarà coperta attraverso l'installazione di una struttura metallica in profilati portanti in acciaio laminato a caldo tipo IPE 240 (S275) disposti ad interasse regolare pari a 5,00 m in corrispondenza degli interstizi tra un silo di accumulo e l'altro, che realizzano un'unica pendenza verso monte, ed arcarecci in IPE 140 (S275) che portano pannelli di lamiera grecata di spessore 0,50 mm di copertura. I profili portanti IPE 240 saranno fissati direttamente alla sommità dei setti in c.a. di 30 cm di spessore attraverso un sistema di piastre e tirafondi annegati precedentemente all'interno del getto in c.c.a..

Le strutture fondali, rappresentate dalla platea in c.a. sono di tipo superficiale e poste sul rilevato da realizzarsi a monte dell'opera di contenimento in massi ciclopici a monte della strada di servizio ai siti di conferimento; a tal proposito fin d'ora si raccomanda l'adozione di un'idonea tecnologia per il rilevato che dovrà garantire al tempo stesso valori di spinta il più contenuti possibile sull'opera di contenimento posta al piede, ed allo stesso tempo garantire idonei livelli di portanza per i carichi verticali derivanti dai manufatti in progetto, e livelli di deformazioni a breve e lungo termine compatibili con le opere in progetto.

Gli elementi costitutivi fondamentali della struttura sono:

- Platea di fondazione in c.a. spessore 40 cm;
- Vasca di stoccaggio costituita da setti in c.a. 30 cm;
- Travi di copertura IPE240 (S275) ed arcarecci IPE140 (S275).

Dalla Relazione Geologica messa a disposizione della Committente, si evidenziano gli elementi fondamentali da considerare nella progettazione in termini di caratterizzazione del sedime e della successione stratigrafica che lo contraddistingue.

Gli interventi nel suo complesso rientrano nella categoria degli interventi di **Nuova Costruzione** definiti all'interno delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 Gennaio 2018.

Normativa tecnica e riferimenti tecnici:

Essendo le opere da ubicarsi in zona sismica, nel calcolo di tutti gli elementi strutturali si terrà conto di quanto precisato nei seguenti Riferimenti Normativi:

L. 05.11.1971, n. 1086

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato,
normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M. 17.01.2018

Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare Ministeriale C.S.LL.PP 21 Gennaio 2009, n. 7

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le
Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018.

D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia;

Legge Regionale 30 ottobre 2008, n. 19 e s.m.i.

Norme per la riduzione del rischio sismico.

Definizione dei parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica e delle azioni considerate sulla costruzione:

Gli effetti legati al sisma saranno considerati nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi fuori terra secondo i parametri del sito di costruzione e le caratteristiche della costruzione che si considera di tipo ordinario.

TIPO DI COSTRUZIONE:	opera ordinaria	→	V_N (vita nominale) ≥ 50 anni
CLASSE D'USO	classe II	→	C_u (coefficiente d'uso) = 1,00
PERIODO DI RIFERIMENTO			$V_R = V_N \times C_u = 50$ anni

L'azione sismica è determinata in base alle coordinate del sito nel Comune di Sogliano al Rubicone (FC) secondo le tabelle dei parametri spettrali (allegato B delle NTC 2008).

L'opera in oggetto è una *opera ordinaria* ($V_N \geq 50$ anni) con classe d'uso riconducibile alla Classe II. Il valore del coefficiente d'uso C_u risulta pari a 1,00 per cui il periodo di riferimento sarà:

$$V_R = V_N \times C_u \geq 50$$

Per la destinazione d'uso dell'opera, il progetto sismico sarà sviluppato con riferimento ai seguenti Stati Limite:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Danno (SLD)

A questi Stati Limite il prospetto 3.2.1 NTC associa una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R di:

- $P_{VR} = 10 \%$ (SLV) - $P_{VR} = 63 \%$ (SLD)

Tali valori di probabilità sono utilizzati per il calcolo del periodo di ritorno in anni dell'azione sismica ($T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$) che risultano rispettivamente pari a:

- $T_R = 475$ anni (SLV) - $T_R = 50$ anni (SLD)

Le coordinate geografiche del sito risultano (gradi sessadecimali):

- Lat. = $43^{\circ},9682$

- Long. = $12^{\circ},3292$

Dalle tabelle dell'All.to "A" delle NTC 2008 definiti i quattro punti del reticolo entro i quali ricade quello del sito in oggetto, con una media pesata sono stati ricavati i parametri a_g , F_0 e T^*c necessari per la definizione dello spettro di progetto:

SLV ($T_R = 475$)	$a_g / g = 0,179$	$F_0 = 2,419$	$T^*c = 0,325$
SLD ($T_R = 50$)	$a_g / g = 0,070$	$F_0 = 2,438$	$T^*c = 0,282$

Il sottosuolo ricade all'interno della Categoria C e la topografia della zona è riconducibile alla Categoria T1.

Non essendo nelle condizioni previste dalla Normativa non si considera il sisma verticale (coefficiente di struttura $q = 1,50$).

I fattori di partecipazione per il calcolo delle masse sono, come prescritto da Normativa, i seguenti:

1	per tutti i carichi permanenti strutturali e non strutturali
$\Psi_2 = 0,0$	per il carico neve
$\Psi_2 = 0,0$	per la variazione termica

Il peso dei serbatoi a pieno carico, indicato nella tavola fornita dai progettisti dell'impianto, sarà considerato in fase di calcolo cautelativamente di natura statica, quindi di tipo permanente non strutturale, con coefficiente parziale delle azioni pari a 1,50; questo a favore di sicurezza, poiché ci si porrà nella condizione più gravosa per lo stato di sollecitazione della platea di fondazione, caratterizzata dal massimo carico possibile.

Per il calcolo dei valori di progetto delle azioni e dettagli maggiori si rimanda ai paragrafi dedicati contenuti nel seguito all'interno della presente relazione.

Descrizione dei materiali e dei prodotti ad uso strutturale:

Gli elementi realizzati in c.c.a. gettato in opera saranno di classe di resistenza garantita C32/40 con resistenza cubica caratteristica a compressione che presenta valori minimi pari a 400

daN/cm² poiché la presenza di percolato si considera una situazione assolutamente eccezionale e che possa verificarsi per un lasso di tempo limitato.

Le barre di armatura inserite all'interno dei getti saranno di classe B450C e le reti elettrosaldate di classe B450A, con tensione caratteristica a rottura e snervamento rispettivamente pari a 5.400 daN/cm² e 4.500 daN/cm², di conseguenza in fase di progetto si utilizza un valore di tensione di snervamento di progetto pari a $4.500 / 1,15 = 3.900$ daN/cm².

La copertura della vasca di stoccaggio sarà realizzata con elementi profilati a caldo in acciaio zincato di classe di resistenza S275JR con tensione caratteristica a rottura e snervamento rispettivamente pari a 4.300 daN/cm² e 2.750 daN/cm²; i bulloni saranno di Classe di resistenza 8.8 con tensione caratteristica a rottura pari a 8.000 daN/cm².

Per quanto attiene all'opera di contenimento a valle della vasca, questa sarà realizzata con massi ciclopici reperiti nelle cave presenti nelle vicinanze di natura calcarea e caratterizzati in generale da un peso proprio compreso tra i 2.500 e i 2.600 daN/m³.

Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione:

Come anticipato nel paragrafo precedente dedicato alla *“Definizione dei parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica e delle azioni considerate sulla costruzione”*, l'azione sismica è stata considerata per il calcolo delle sollecitazioni dei setti.

Nell'analisi dinamica degli elementi in elevazione, vista la natura scatolare del manufatto, per il calcolo del fattore di struttura si è proceduto come di seguito indicato:

La struttura è in c.a. progettata in Bassa Duttilità (CD“B”), il fattore di comportamento è:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

La struttura non risulta regolare in altezza ($\Rightarrow K_R = 0,80$) ed in pianta ($\Rightarrow \alpha_u / \alpha_1 = 1,10$).

Essendo il fabbricato assimilabile alla tipologia *“Strutture a telaio, pareti accoppiate, miste”* il valore massimo del fattore di comportamrnto q_0 varrà:

$$q_0 = 3,00 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Dove α_u / α_1 nel caso in esame assimilabile a *“strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti”* vale $1,00 + 1,20/2 = 1,10$ (NTC 7.3.1); da cui si ha un valore di calcolo del fattore di comportamento pari a:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,00 \times 1,10 \times 0,80 = 2,64$$

Per gli effetti sismici, sono stati indagati gli Stati Limite di Salvaguardia della Vita e gli Stati Limite di Danno, mentre per quanto concerne le azioni di natura statica sono state prese in considerazione le combinazioni delle azioni relative agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio.

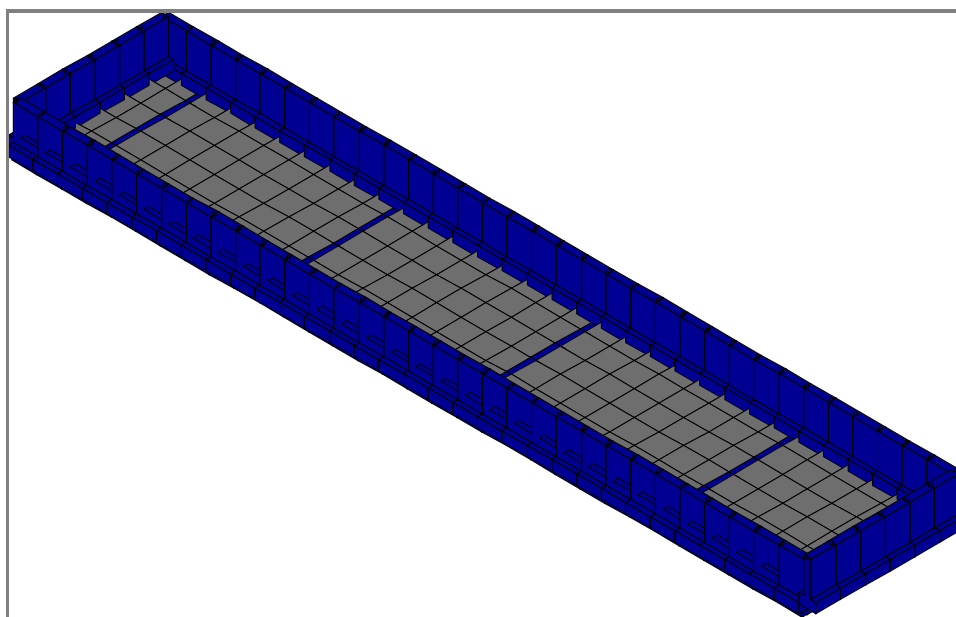


Figura 1 Modello di calcolo della vasca di contenimento

Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE:

CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico sono i carichi che si considerano nell'analisi strutturale ed a ciascuna di esse è associato un indice numerico identificativo.

Nell'analisi della platea sono state considerate esclusivamente azioni di natura statica, mentre nell'analisi degli elementi in elevazione come pilastri e setti, si aggiungono le condizioni di carico legate al sisma come di seguito specificato.

I carichi sono quindi indicati nella tabella seguente:

Condizione di carico	Descrizione	Tipologia
1	Peso Proprio Struttura Portante	G ₁ - Permanente strutturale
2	Permanenti NON strutturali (Serbatoi e Spinta terreno)	G ₂ - Permanente non strut.
3	Neve	Q ₁ - Variabile
4	Delta Termico +15° C	Q ₂ - Variabile
5	Delta Termico -15° C	Q ₂ - Variabile
6-13	Sisma SLV	0, 90, 180, 270 SLV
14-21	Sisma SLD	0, 90, 180, 270 SLD

L'entità di tali azioni è calcolata di seguito, in relazione a quanto indicato dal D.M. 14/01/08 e dalle specifiche di Capitolato.

COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le combinazioni adottate derivano da quella fondamentale generica:

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

con il significato dei simboli riportato in Normativa.

- **Combinazioni agli Stati Limite Ultimi**

Combinazione di carico numero	
1	SLU STR 1
2	SLU STR 2
3	SLU STR 3
4	SLU STR 4
5	SLU GEO 1
6	SLU GEO 2
7	SLU GEO 3
8	SLU GEO 4

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.3	1.5	1.5	0.9	
2	1.3	1.5	1.5		0.9
3	1.3	1.5	0.75	1.5	
4	1.3	1.5	0.75		1.5
5	1	1.3	1.3	0.78	
6	1	1.3	1.3		0.78
7	1	1.3	0.65	1.3	
8	1	1.3	0.65		1.3

- **Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita**

Combinazione di carico numero	
9	Sisma 0 / 90
10	Sisma 0 / 270
11	Sisma 90 / 0
12	Sisma 90 / 180
13	Sisma 180 / 90
14	Sisma 180 / 270
15	Sisma 270 / 0
16	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	6	7	8	9
9	1	1	1	0.3		
10	1	1	1			0.3
11	1	1	0.3	1		
12	1	1		1	0.3	
13	1	1		0.3	1	
14	1	1			1	0.3
15	1	1	0.3			1
16	1	1			0.3	1

- **Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio**

Combinazione di carico numero	
17	SLE RARE 1
18	SLE RARE 2
19	SLE RARE 3
20	SLE RARE 4

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
17	1	1	1	0.6	
18	1	1	1		0.6
19	1	1	0.5	1	
20	1	1	0.5		1

- **Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio**

Combinazione di carico numero	
21	SLE FREQ 1
22	SLE FREQ 2
23	SLE FREQ 3

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
21	1	1	0.2		
22	1	1		0.5	
23	1	1			0.5

- **Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio**

Combinazione di carico numero	
24	SLE QUASI PERM 1

Comb.\Cond	1	2
24	1	1

- **Combinazioni agli Stati Limite di Danno**

Combinazione di carico numero	
25	Sisma 0 / 90
26	Sisma 0 / 270
27	Sisma 90 / 0
28	Sisma 90 / 180
29	Sisma 180 / 90
30	Sisma 180 / 270
31	Sisma 270 / 0
32	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	14	15	16	17	18	19	20	21
25	1	1	1	0.3				1	0.3	
26	1	1	1			0.3	1			0.3
27	1	1	0.3	1			0.3	1		
28	1	1			1	0.3			1	0.3
29	1	1		0.3	1			0.3	1	
30	1	1			1	0.3				1
31	1	1					1	0.3		
32	1	1							1	0.3

31	1	1	0.3		1	0.3		1
32	1	1		0.3	1		0.3	1

Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione dell'analisi dinamica:

Per il calcolo delle sollecitazioni della platea è stata eseguita un'analisi con il modello di calcolo inserendo cautelativamente la **costante di sottofondo $K = 5,00 \text{ daN/cm}^3$** come suggerito nella Relazione Geologica, per rappresentare il terreno argilloso posto al di sotto della platea trascurando completamente l'effetto del trattamento a calce che sarà effettuato per aumentare le caratteristiche di portanza del riporto, ridurre i cedimenti e le spinte agenti a monte dell'opera di sostegno a gravità di valle.

Il manufatto è stato schematizzato con un unico modello di calcolo in cui platea, setti in c.a. ed elementi portanti della copertura costituiscono un'unica struttura.

I serbatoi che saranno posizionati sulla platea sono stati schematizzati come carichi permanenti non strutturali ed assunti con il loro valore massimo indicato nell'elaborato fornito dalla Committenza ovvero con capienza pari a 100 mc, ovvero un carico distribuito sugli elementi della platea interessati dall'ingombro dei serbatoi pari a 6.250 daN/m^2 .

L'analisi eseguita è un'Analisi di tipo *Dinamica Lineare* in cui sono state prese in considerazione le 4 direzioni ortogonali del sisma combinate come prescritto dalla normativa vigente

Criteri di verifica agli Stati Limite indagati, in presenza di azione sismica:

I criteri di verifica utilizzati nelle verifiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita ed agli Stati Limite Ultimi, degli elementi strutturali, sono quelli proposti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17.01.2018, ai rispettivi capitoli, a seconda del materiale da costruzione utilizzato e della funzione portante dell'elemento stesso.

Vista la funzione di contenimento della platea di fondazione e dei setti in c.c.a., particolare attenzione è stata riservata in fase di verifica alle verifiche a fessurazione in condizioni di esercizio degli elementi citati.

Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione:

Di seguito si riportano le configurazioni deformate e i diagrammi di sollecitazione ottenuti in output dal modello di calcolo della vasca; per chiarezza si esaminano separatamente lo stato di sollecitazione della platea in c.c.a. e dei setti in c.c.a.. In ultima analisi sono presi in considerazione gli elementi portanti in acciaio della copertura.

Si fa presente fin d'ora che i diagrammi di sollecitazione e di deformazione sono puramente
indicativi e qualitativi, dipendendo fortemente dal fattore di scala utilizzato nel processo di
esportazione delle immagini in output dal programma di calcolo.

PLATEA DI FONDAZIONE sp. 40 cm:

Spostamenti Nodali Massimi:

Comb.	Min												Max											
	Ux [cm]	Nodo	Uy [cm]	Nodo	Uz [cm]	Nodo	Rx [°]	Nodo	Ry [°]	Nodo	Rz [°]	Nodo	Ux [cm]	Nodo	Uy [cm]	Nodo	Uz [cm]	Nodo	Rx [°]	Nodo	Ry [°]	Nodo	Rz [°]	Nodo
1 SLU STR 1	0.000	399	-0.021	582	-0.143	254	-0.02	179	-0.01	368	-0.01	582	0.016	587	0.021	588	-0.066	399	0.02	349	0.01	242	0.01	588
2 SLU STR 2	-0.016	587	-0.021	588	-0.143	254	-0.02	179	-0.02	271	-0.01	588	0.000	399	0.021	582	-0.060	585	0.02	349	0.02	242	0.01	582
3 SLU STR 3	0.000	399	-0.035	582	-0.143	254	-0.02	368	-0.02	368	-0.02	582	0.027	587	0.035	588	-0.065	399	0.02	114	0.01	588	0.02	588
4 SLU STR 4	-0.027	587	-0.035	588	-0.143	264	-0.02	114	-0.02	271	-0.02	588	0.000	399	0.035	582	-0.053	368	0.02	368	0.02	368	0.02	582
5 SLU GEO 1	0.000	399	-0.018	582	-0.121	254	-0.02	179	-0.01	368	-0.01	582	0.014	587	0.018	588	-0.054	399	0.02	349	0.01	242	0.01	588
6 SLU GEO 2	-0.014	587	-0.018	588	-0.121	254	-0.02	179	-0.01	271	-0.01	588	0.000	399	0.018	582	-0.048	585	0.02	349	0.01	242	0.01	582
7 SLU GEO 3	0.000	399	-0.030	582	-0.121	254	-0.02	368	-0.02	368	-0.02	582	0.024	587	0.030	588	-0.053	399	0.02	114	0.01	588	0.02	588
8 SLU GEO 4	-0.024	587	-0.030	588	-0.121	264	-0.02	114	-0.01	271	-0.02	588	0.000	399	0.030	582	-0.042	368	0.02	368	0.02	368	0.02	582
9 Sisma 0+ / 90+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
10 Sisma 0+ / 90-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
11 Sisma 0+ / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
12 Sisma 0+ / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
13 Sisma 0- / 90+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
14 Sisma 0- / 90-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
15 Sisma 0- / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
16 Sisma 0- / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
17 Sisma 90+ / 0+	-0.000	588	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.047	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
18 Sisma 90+ / 0-	-0.000	588	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.047	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
19 Sisma 90+ / 180+	-0.000	588	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.046	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
20 Sisma 90+ / 180-	-0.000	588	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.046	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
21 Sisma 90- / 0+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.047	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
22 Sisma 90- / 0-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.047	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
23 Sisma 90- / 180+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.046	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
24 Sisma 90- / 180-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	0.00	399	0.000	582	0.000	583	-0.046	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
25 Sisma 180+ / 90+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
26 Sisma 180+ / 90-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
27 Sisma 180+ / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
28 Sisma 180+ / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
29 Sisma 180- / 90+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
30 Sisma 180- / 90-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
31 Sisma 180- / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
32 Sisma 180- / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
33 Sisma 270+ / 0+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.047	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
34 Sisma 270+ / 0-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.047	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
35 Sisma 270+ / 180+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.046	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
36 Sisma 270+ / 180-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.046	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
37 Sisma 270- / 0+	-0.000	582	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.047	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
38 Sisma 270- / 0-	-0.000	582	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.047	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
39 Sisma 270- / 180+	-0.000	582	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.046	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
40 Sisma 270- / 180-	-0.000	582	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.046	588	0.01	349	0.01	242	0.00	399
41 SLE RARE 1	0.000	399	-0.014	582	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	368	-0.01	582	0.011	587	0.014	588	-0.048	145	0.01	349	0.01	242	0.01	588
42 SLE RARE 2	-0.011	587	-0.014	588	-0.098	264	-0.01	179	-0.01	271	-0.01	588	0.000	399	0.014	582	-0.044	585	0.01	349	0.01	368	0.01	582
43 SLE RARE 3	0.000	399	-0.023	582	-0.098	254	-0.02	368	-0.02	368	-0.01	582	0.018	587	0.023	588	-0.047	399	0.02	114	0.01	588	0.01	588
44 SLE RARE 4	-0.018	587	-0.023	588	-0.098	264	-0.02	114	-0.01	271	-0.01	588	0.000	399	0.023	582	-0.039	368	0.02	368	0.02	368	0.01	582
45 SLE FREQ 1	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	586	0.01	349	0.01	242	0.00	582
46 SLE FREQ 2	0.000	399	-0.012	582	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.01	582	0.009	587	0.012	588	-0.048	399	0.01	349	0.01	242	0.01	588
47 SLE FREQ 3	-0.009	587	-0.012	588	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.01	588	0.000	399	0.012									

51 Sisma 0+ / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
52 Sisma 0+ / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
53 Sisma 0- / 90+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
54 Sisma 0- / 90-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.049	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
55 Sisma 0- / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
56 Sisma 0- / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.049	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
57 Sisma 90+ / 0+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
58 Sisma 90+ / 0-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
59 Sisma 90+ / 180+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
60 Sisma 90+ / 180-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
61 Sisma 90- / 0+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
62 Sisma 90- / 0-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
63 Sisma 90- / 180+	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
64 Sisma 90- / 180-	0.000	399	0.000	399	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	587	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
65 Sisma 180+ / 90+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
66 Sisma 180+ / 90-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
67 Sisma 180+ / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
68 Sisma 180+ / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
69 Sisma 180- / 90+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
70 Sisma 180- / 90-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	582	0.000	583	-0.048	582	0.01	349	0.01	242	0.00	582
71 Sisma 180- / 270+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
72 Sisma 180- / 270-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	583	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	582
73 Sisma 270+ / 0+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
74 Sisma 270+ / 0-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
75 Sisma 270+ / 180+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
76 Sisma 270+ / 180-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
77 Sisma 270- / 0+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
78 Sisma 270- / 0-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
79 Sisma 270- / 180+	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583
80 Sisma 270- / 180-	0.000	399	-0.000	587	-0.098	254	-0.01	179	-0.01	271	-0.00	588	0.000	588	0.000	399	-0.048	588	0.01	349	0.01	242	0.00	583

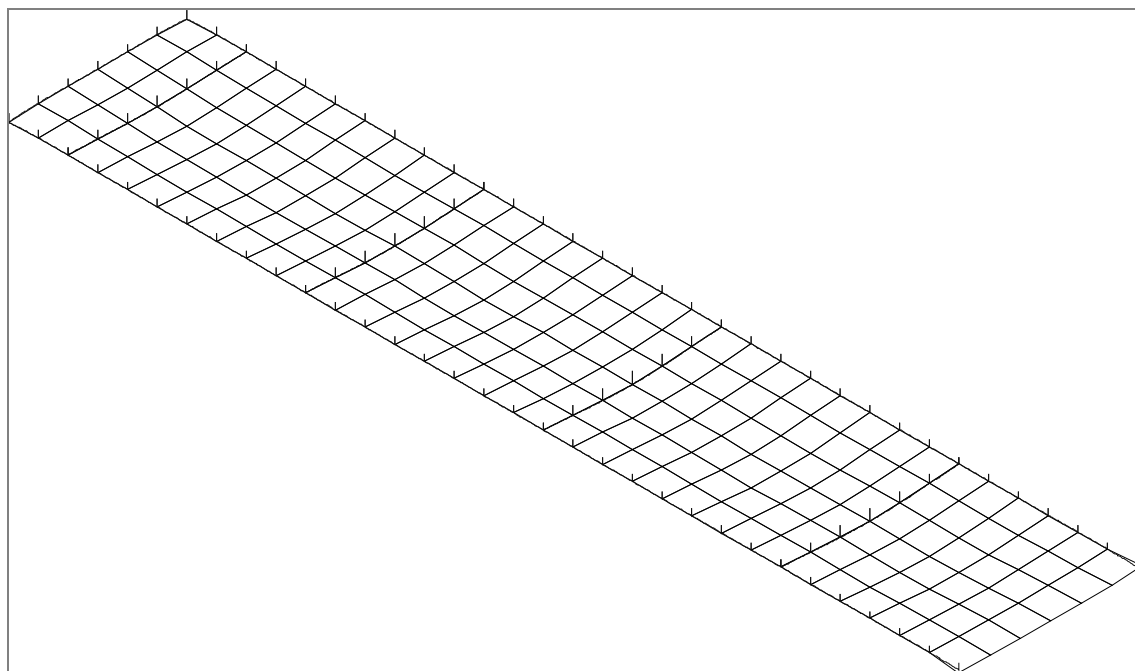


Figura 2 Configurazione deformata della platea di fondazione

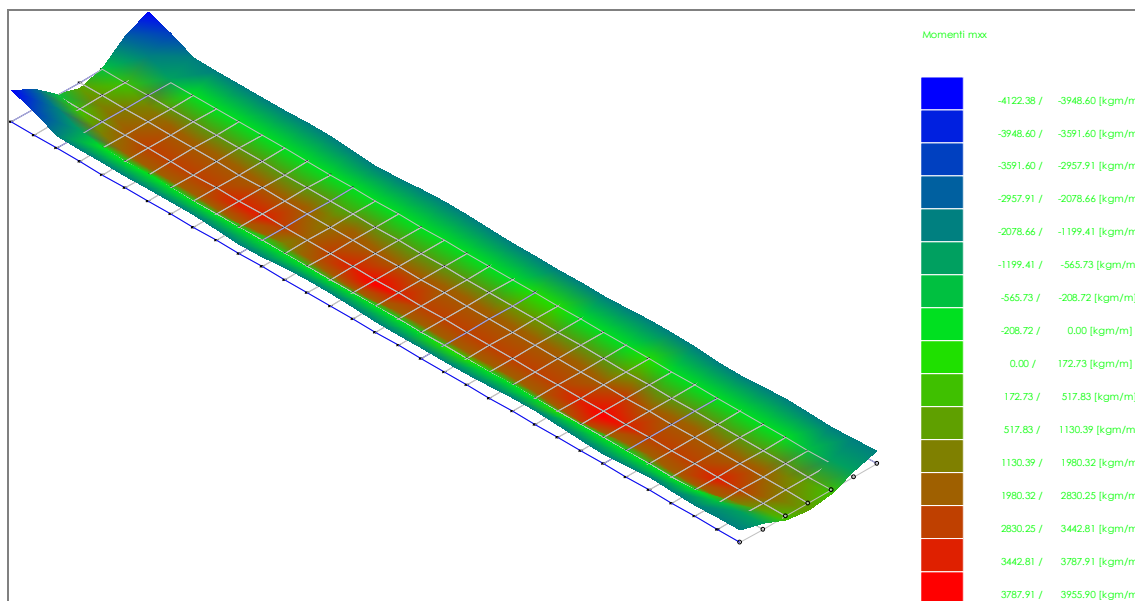


Figura 3 Involuppo dei momenti Mxx della platea di fondazione

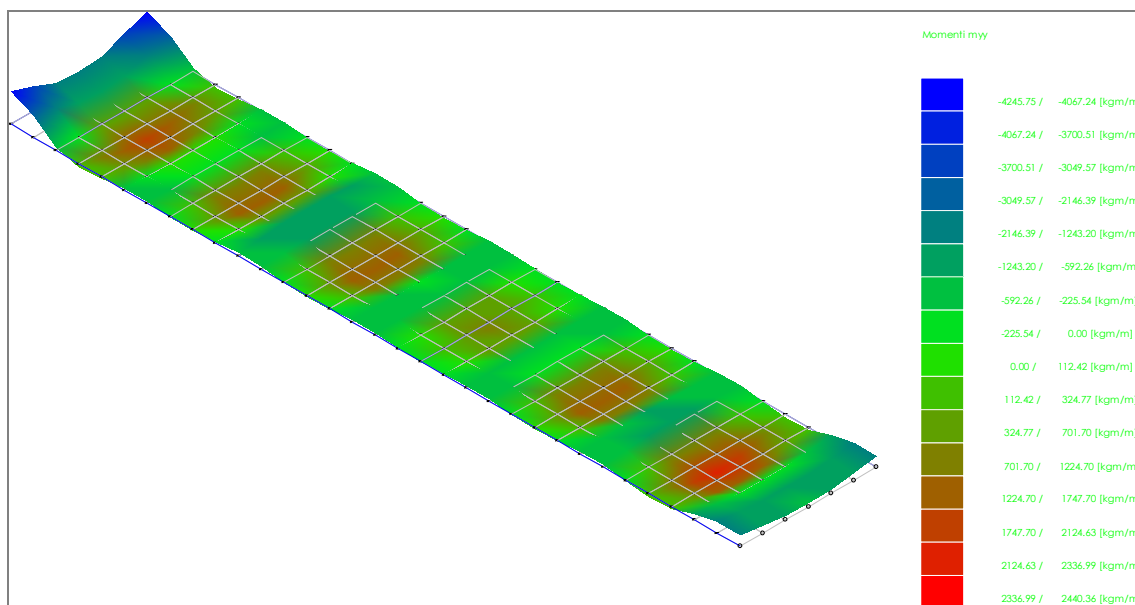


Figura 4 Involuppo dei momenti Mxx della platea di fondazione

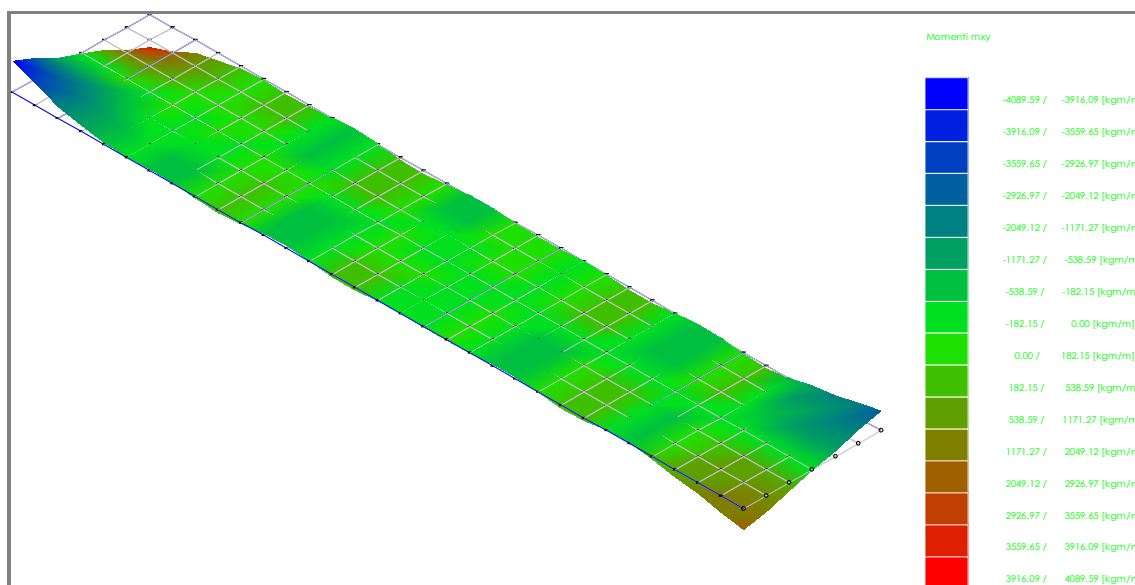


Figura 5 Involuppo dei momenti M_{xy} della platea di fondazione

Pressioni trasmesse al terreno dalla platea:

- Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 259 302	4	-0.7
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 211 253 254 212	3	0.7

- Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 217 259	9	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 211 253 254 212	25	0.5

- Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 217 259	44	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 221 263 264 222	44	0.5

- Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 217 259	47	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 211 253 254 212	46	0.5

- Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 217 259	48	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 211 253 254 212	48	0.5

- Combinazioni agli Stati Limite di Danno

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 217 259	49	-0.5

Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 211 253 254 212	65	0.5
-----	--	----	-----

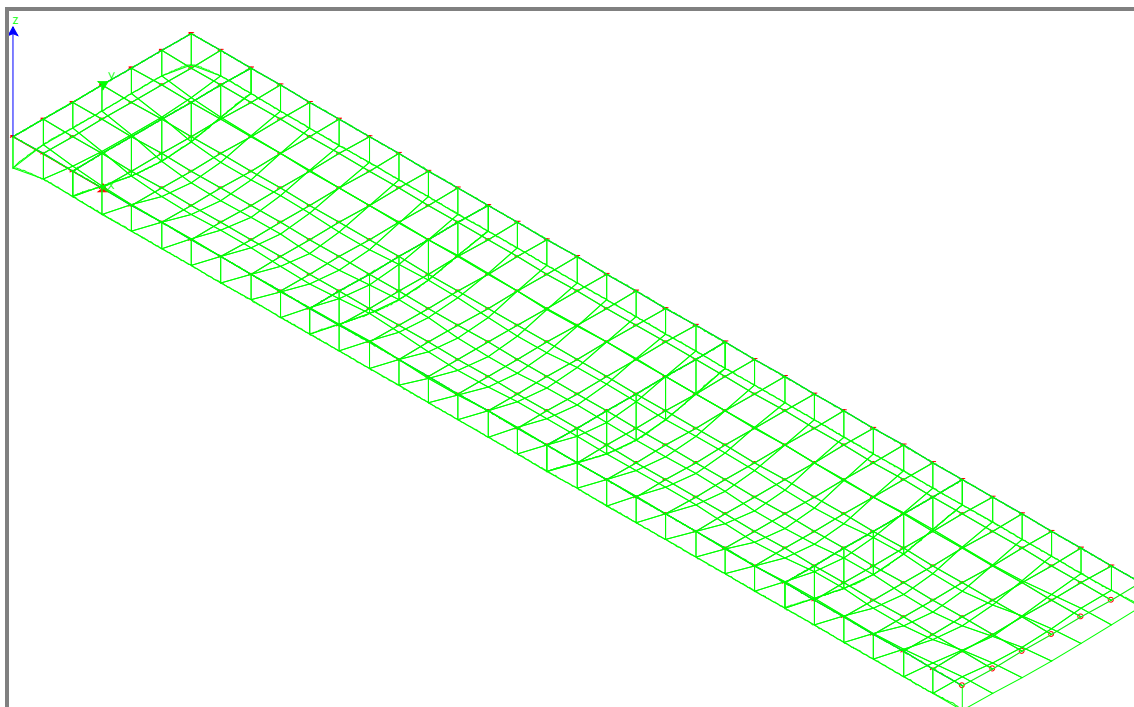


Figura 6 Involuppo delle pressioni massime trasmesse al terreno di fondazione dalla platea

SETTI IN C.A. sp. 30 cm:

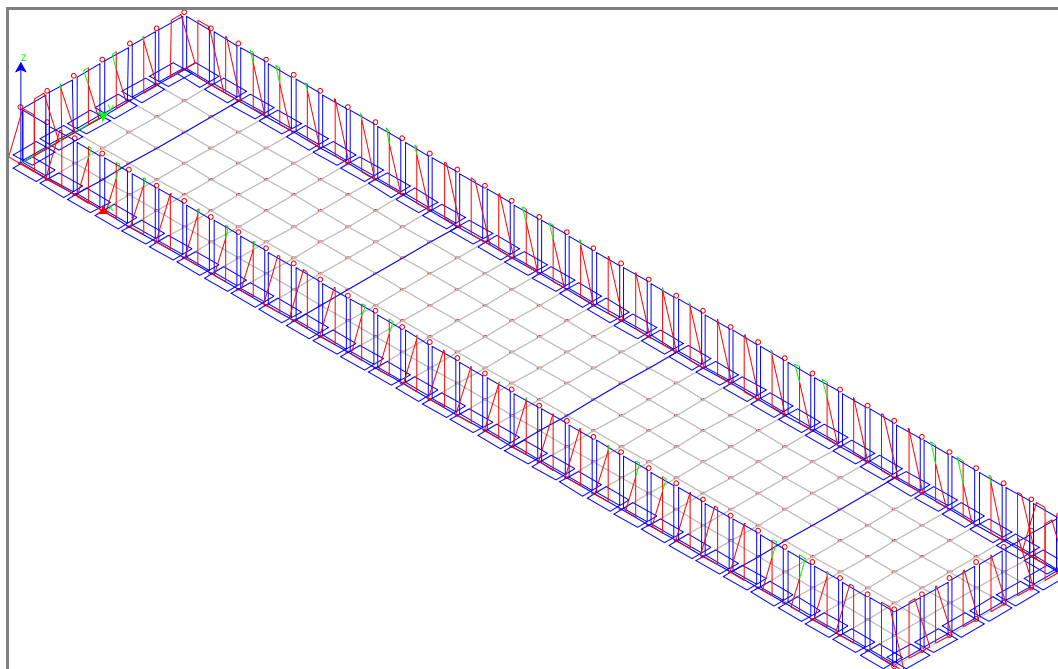


Figura 7 Involuppo dello Sforzo Normale agente sui setti perimetrali della platea di fondazione

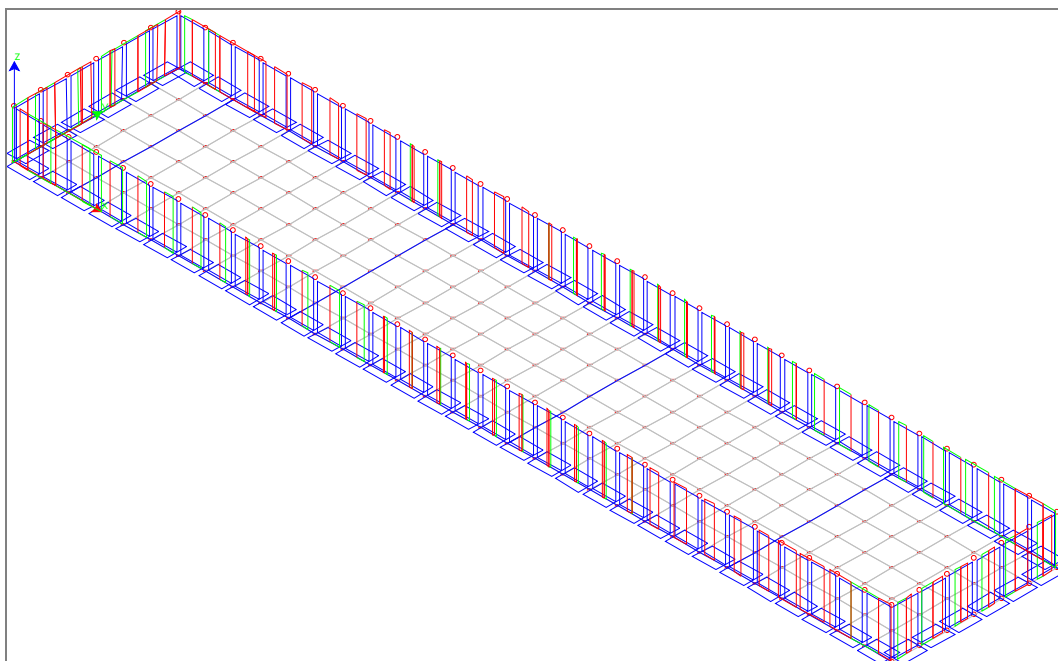


Figura 8 Involuppo del Taglio nel piano agente sui setti perimetrali della platea di fondazione

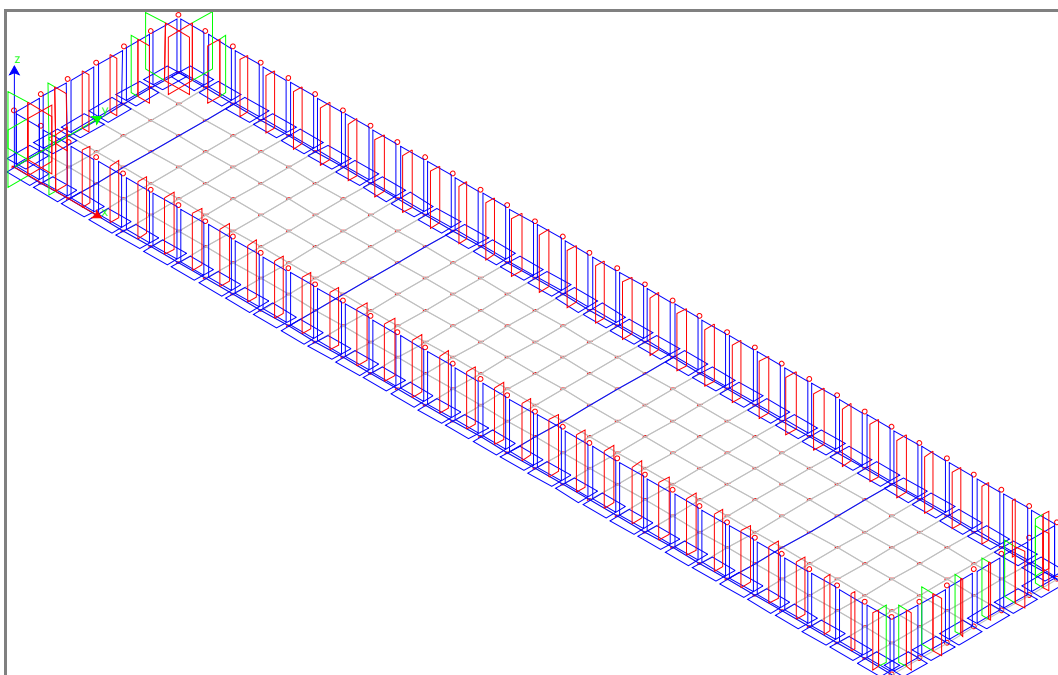


Figura 9 Involuppo del Taglio fuori dal piano agente sui setti perimetrali della platea di fondazione

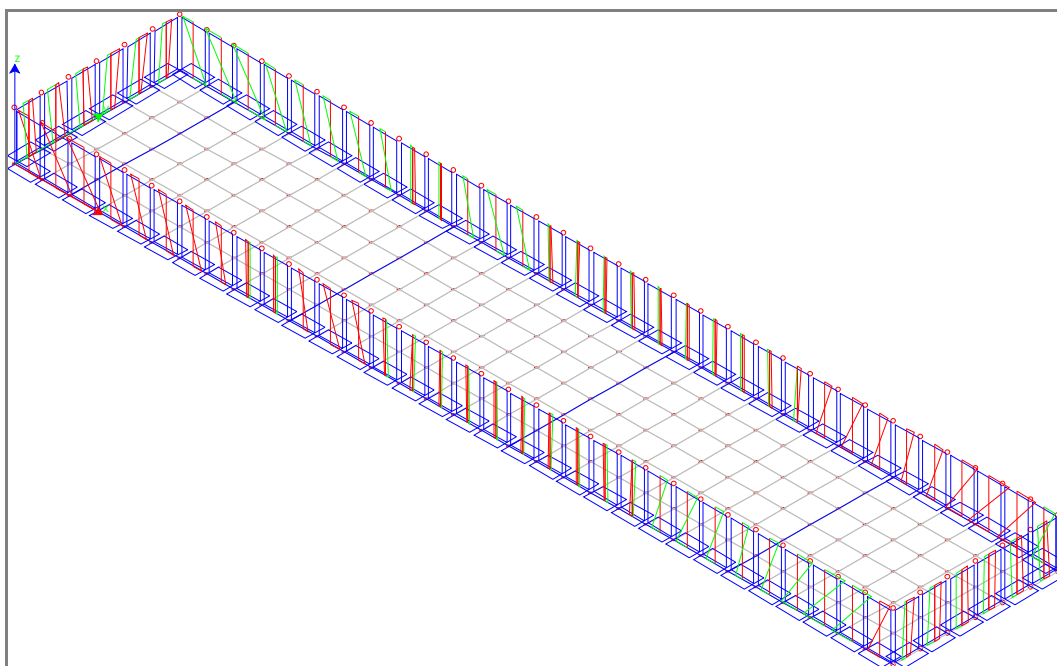


Figura 10 Involuppo del Momento Flettente nel piano agente sui setti perimetrali della platea di fondazione

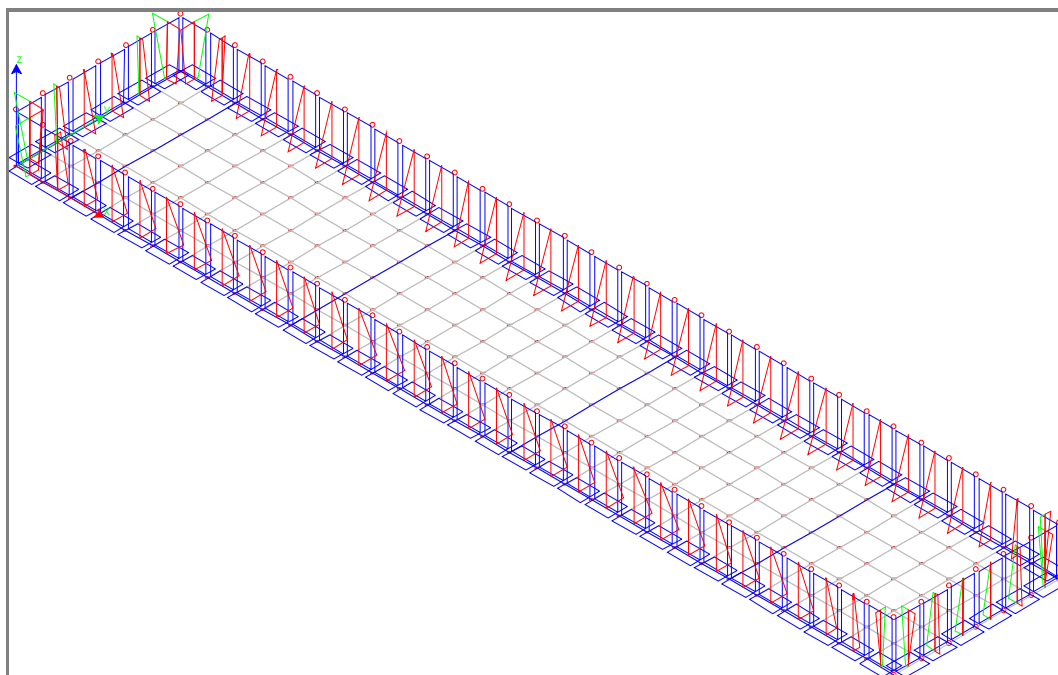


Figura 11 Involuppo del Momento Flettente nel piano agente sui setti perimetrali della platea di fondazione

VERIFICHE DI SICUREZZA

In questo sottoparagrafo vengono riportate le verifiche di resistenza della platea di fondazione in c.c.a. da 40 cm, degli elementi in elevazione tipo setti in c.a. da 30 cm e degli elementi in carpenteria metallica della copertura.

VERIFICA LASTRE

La platea di fondazione è armata con un reticolo di barre di armatura diametro 12 mm disposte ad interasse regolare di 20 cm nelle due direzioni principali. Le sollecitazioni adottate per la verifica sono state ricavate dal programma di calcolo utilizzato per l'analisi numerica. Il valore del copriferro è pari a 3,00 cm sia rispetto all'intradosso che rispetto all'estradosso della platea.

Il valore di momento flettente massimo M_{xx} si verifica nella Comb. SLU STR 3 nell'elemento 114-115-156-157 ed è pari a $4.122 \text{ daNm} = 412.200 \text{ daNcm}$.

L'armatura disposta in ragione di una rete di ferri diametro 12 mm in entrambe le direzioni, permette di avere un'area pari a $5\phi 12$ per metro di platea, ovvero un'area complessiva pari a $5,65 \text{ cm}^2$ che permette di ottenere un valore di momento resistente:

$$M_{C,Rd} = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 5,65 \times 0,9 \times 37 \times 3.900 = 6.941 \text{ daNm}$$

Verificando:

$$M_{C,Ed} / M_{C,Rd} = 4.122/6.941 = 0,59 \leq 1,00$$

la verifica è soddisfatta.

Il valore di momento flettente massimo M_{yy} si verifica nella Comb. SLU STR 3 nell'elemento 114-115-156-157 ed è pari a $4.245 \text{ daNm} = 424.500 \text{ daNcm}$.

L'armatura disposta in ragione di una rete di ferri diametro 12 mm in entrambe le direzioni, permette di avere un'area pari a $5\phi 12$ per metro di platea, ovvero un'area complessiva pari a $5,65 \text{ cm}^2$ che permette di ottenere un valore di momento resistente:

$$M_{C,Rd} = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 5,65 \times 0,9 \times 37 \times 3.900 = 6.941 \text{ daNm}$$

Verificando:

$$M_{C,Ed} / M_{C,Rd} = 4.245/6.941 = 0,61 \leq 1,00$$

la verifica è soddisfatta.

VERIFICA SETTI IN C.A.

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza dei setti perimetrali in c.c.a. della vasca di stoccaggio e del pozzo di intercettazione nella condizione più gravosa.

Nei setti perimetrali della vasca di stoccaggio il valore di momento flettente massimo fuori dal piano si verifica in caso di perdita di uno dei serbatoi, di conseguenza si dimensiona il setto verticale in c.c.a. per una spinta idrostatica, ipotizzando il livello di percolato massimo pari a 1,80 m dall'estradosso della fondazione.

$$M_{C,Ed} = 1,50 \times (1/2 \times \gamma_w \times H^2) \times H / 3 = 1,50 \times (0,50 \times 1.000 \times 1,80^2) \times 0,60 = 1.458 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura pari a 1Φ10/200, si ottiene un'armatura del muro al metro di 5Φ10 = 3,93 cm²/m. Detta armatura permette di ottenere un valore di momento resistente:

$$M_{C,Rd} = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 3,93 \times 0,9 \times 27 \times 3.900 = 3.724 \text{ daNm}$$

Verificando:

$$M_{C,Ed} / M_{C,Rd} = 1.458 / 3.724 = 0,39 \leq 1,00$$

la verifica è soddisfatta.

VERIFICA PROFILI IN ACCIAIO

La copertura della vasca è realizzata con una doppia orditura di travi in carpenteria metallica poggiata direttamente sui setti in c.c.a. perimetrali della vasca. L'orditura principale è realizzata con delle travi tipo IPE240 alle quali sono collegati gli arcarecci realizzati con travi IPE140, talvolta saldati e talvolta bullonati che portano la lamiera grecata di copertura.

La semplicità dello schema di calcolo della copertura permette di verificare gli elementi manualmente.

Il carico agente sulla copertura è dato da un peso proprio pari a 40 daN/m², al quale si sommano i 30 daN/m² di carico permanente non strutturale ed i 150 daN/m² del carico accidentale dovuto alla neve.

$$Q = 1,30 \times 40 + 1,50 \times (30 + 150) = 322 \text{ daN/m}^2$$

Considerando l'interasse massimo delle capriate pari a 5,20 m, ed il valore dei coefficienti parziali delle azioni previsti dalla normativa, si ha un carico agente a metro lineare sulle capriate allo SLU pari a 1.675 daN/ml.

Considerando cautelativamente uno schema di trave doppiamente appoggiata di luce pari a 6,40 m, il valore massimo dell'azione flettente che si presenta in mezzzeria è pari a $q \times l^2 / 8$:

$$M_{x,Ed} = 8.576 \text{ daNm}$$

$$W_x (\text{IPE240}) = 366,60 \text{ cm}^3 \quad \text{----->} \quad M_{x,Rd} = 366,60 \times 2.750 / 1,05 = 9.601 \text{ daNm}$$

Di conseguenza la verifica di resistenza si considera soddisfatta.

Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo:

Codice di calcolo:

EnexSys rel. 7.10 – Structural Analysis program

Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali e di calcolo per le verifiche agli Stati Limite di sezioni in acciaio e in c.a..

En.Ex.Sys. WinStrand - Structural Analysis & Design

Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla: WinStrand

Piattaforma software: Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

Documentazione in uso: Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione: Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Programma licenziato a:

Utente: Studio Tecnico Bernabini Patrizio

Versione: 2021 – release 062

- **Affidabilità dei codici utilizzati**

Il Software di calcolo è utilizzato dal presente studio tecnico in modo continuativo da diversi anni, si è potuto esaminare la documentazione a corredo e valutarne l'affidabilità e se ne attesta l'idoneità al caso specifico.

È messo a disposizione dalla software house un documento di validazione dei software prodotti che non si riporta per esteso solo per semplicità espositiva.

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto su una serie di esempi di letteratura la cui soluzione sia esprimibile in forma chiusa, allo scopo di verificare l'affidabilità del software.

Gli esempi condotti, corredati della fonte di riferimento, dei risultati numerici e dei file dati permettono la riproduzione integrale degli stessi da parte degli utenti.

Se ne riporta di seguito per semplicità solo l'elenco.

- Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata
- Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola
- Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice
- Trave piana con estremi incastrati
- Sistema piano di aste sospese
- Stato tensionale di una trave inflessa

- Stato tensionale di una trave inflessa
- Sistema piano di aste sospese
- Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato
- Telaio piano
- Trave reticolare piana
- Controllo dell'analisi condotta considerando il comportamento monolatero degli elementi biella - trave
- Aste piane e carico termico
- Flessione in una piastra circolare

- ***Presentazione dei risultati***

I risultati dell'analisi, di seguito riportati, riassumono in maniera efficace il comportamento della struttura. Si riporta l'analisi dei carichi e le sollecitazioni relative alle combinazioni di carico previste.

Si riportano i vincoli previsti e le relative sollecitazioni, si analizzano e verificano le giunzioni principali. Alla presente relazione sono allegati gli elaborati grafici costruttivi che completano le informazioni e rendono possibile un'analisi esaustiva della struttura.

- ***Giudizio motivato di attendibilità dei risultati***

A seguito delle verifiche di tutti gli elementi e dei nodi principali si attesta che i risultati sono stati controllati e se ne attesta l'attendibilità in relazione anche al confronto con quanto previsto nei pre-dimensionamenti eseguiti con semplici metodi di calcolo.

Si attesta inoltre che lo schema strutturale adottato risulta idoneo a mantenere i livelli tensionali e deformativi al di sotto dei limiti attesi e previsti dalla Normativa.

- ***Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche***

Per quanto riguarda la modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche si rimanda al manuale d'uso del programma dove le argomentazioni sopra esposte sono dettagliatamente descritte.

Aspetti geotecnici e di fondazione:

La zona su cui sorgerà la vasca realizzata per l'ampliamento dell'accumulo del percolato da discarica è stata oggetto di una recente campagna di prova geologiche mirate alla caratterizzazione del sottosuolo nell'area di sedime interessata dall'intervento che si colloca immediatamente a valle della vallecchia della discarica G3, interessata a sua volta nel tempo da estese campagne di prove geologiche e geofisiche per la realizzazione del corpo discarica.

Dalle campagne di archivio e a memoria d'uomo, la zona è stata localmente interessata da rettifiche e rimaneggiamenti per la realizzazione delle due rampe di accesso al corpo discarica presenti nella configurazione attuale, con riporti di varia natura, proprio per questo si è deciso di svolgere una campagna di indagine con prove mirate alla determinazione della stratigrafia esatta e delle caratteristiche geo – meccaniche di ciascun strato.

A prescindere dalle risultanze delle indagini svolte, i manufatti saranno realizzati al di sopra del rilevato da realizzarsi a monte dell'opera di sostegno al fine di conferire planarità alla zona, attualmente acclive, ed una quota uniforme per la realizzazione dei manufatti, oltreché consentire di ottenere un terreno di posa dalle caratteristiche geotecniche idonee ai carichi trasmessi dai manufatti, garantire un livello minimo di assestamento al fine di limitare i cedimenti assoluti e differenziali, e ridurre le spinte agenti a monte dell'opera di sostegno a gravità.

In generale nell'area di interesse ed in un significativo intorno, le condizioni geologiche sono favorevoli, perché i terreni presenti sono caratterizzati da valori di portanza elevati, non presentano particolari problemi di stabilità e non generano effetti secondari durante gli eventi sismici. Tutti i dettagli sono riportati nella Relazione Geologica allegata in cui sono riportati i risultati delle prove in sito ed in laboratorio, le evidenze dei sondaggi e delle altre prove in sito.

Tra gli altri particolari nella suddetta relazione, emerge la totale assenza di falda nella zona.

Il terreno è stato indicato di Categoria C, e la categoria topografica è ascrivibile a quella T1.

Dal programma di calcolo sono state ottenuti i valori ed i diagrammi delle pressioni trasmesse dalla struttura al terreno di fondazione, ed è emerso che nella combinazione prevista dalla Normativa dall'Approccio 2, risultano pressioni inferiori al valore di $1,00 \text{ daN/cm}^2$, e sensibilmente inferiori al valore di portanza ultimo del terreno valutato all'interno della Relazione Geotecnica RGE-01 allegata, valori assolutamente compatibili con i livelli di portanza del terreno in sito e del terreno trattato con calce, sulla quale sarà posata la vasca di accumulo. Essendo le pressioni trasmesse al terreno di fondazione ridotte, e le fondazioni di tipo continuo a platea, è possibile escludere cedimenti di natura differenziale alle fondazioni dei manufatti.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati di terre calcificate hanno permesso di determinare con esattezza le caratteristiche fisiche, meccaniche e geotecniche del terreno trattato a calce che si riportano nel seguito, adottate per la verifica delle opere interrato e fuori terra interferenti con il terreno, a seconda della percentuale di calce utilizzata. Nelle verifiche si considera a favore di sicurezza il valore di angolo di attrito del materiale

caratterizzato da un rapporto minimo pari al 3% di calce idraulica che ha mostrato ovviamente
i risultati più modesti.

CAMPIONE		terreno naturale	terreno stabilizzato 3,0% CaO	terreno stabilizzato 3,5% CaO
frazione ghiaiosa	%	0,0	-	-
frazione sabbiosa	%	7,3	-	-
frazione limosa	%	55,6	-	-
frazione argillosa	%	37,1	-	-
limite di liquidità	%	57,3	46,5	44,4
indice di plasticità	%	30,2	16,0	12,1
classificazione USCS	-	CH	-	-
sostanze organica	%	2,5	-	-
carbonati	%	24	-	-
consumo iniziale di calce	%	2	-	-
contenuto in acqua ottimale	%	18,3	20,7	21,0
densità secca massima	Mg/m ³	1,70	1,66	1,65
rigonfiamento	%	2,86	0,08	0,05
indice di penetrazione CBR	%	5	59	63
resistenza al taglio non drenata	kPa	-	291	303
coesione	kPa	-	98,2	109,1
angolo di resistenza al taglio	°	-	35,4	36,2

Pressioni massime trasmesse al terreno di fondazione:

Per brevità di trattazione non si riportano tutte le pressioni trasmesse dalla platea di
fondazione al terreno da ogni singolo nodo di ogni elemento per tutte le combinazioni di
carico.

Ci si limita a riportare la **massima pressione trasmessa dall'elemento 231-273** nella
Combinazione di carico 3, pari a 0,70 daN/cm².

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 231 273	3	-0.7
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 192 234 235 193	3	0.7

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 215 257	15	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 219 261 262 220	14	0.5

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 231 273	19	-0.5

Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 192 234 235 193	19	0.5
-----	--	----	-----

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 215 257	21	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 219 261 262 220	23	0.5

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 215 257	24	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 219 261 262 220	24	0.5

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 215 257	26	-0.5
Max	Elemento a 4 nodi Sez. 1 Nodi: 219 261 262 220	26	0.5

RELAZIONE DI CALCOLO

1.1 Premessa

La struttura in oggetto ha dimensioni riferite al progetto architettonico allegato.

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “agli Stati Limite” e nel rispetto della Normativa vigente.

1.2 Analisi storico critica ed esito del rilievo geometrico – strutturale

La struttura oggetto della relazione è di Nuova Realizzazione.

1.3 Descrizione generale dell’opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

DIMENSIONI CALCOLO STRUTTURA

Lunghezza	32,60 m
Larghezza	6,60 m
Altezza (variabile)	1,80 m

SCHEMA STATICO

Lo schema statico è quello di platea di fondazione schematizzata con elementi tipo *Mesh* di forma quadrata a quattro vertici, e lato pari a 1,00 m. I carichi dovuti alla presenza dei serbatoi sono schematizzati come carichi permanenti non strutturali uniformemente ripartiti.

I setti in c.a. perimetrali che determinano la vasca sono stati calcolati per resistere alla spinta accidentale esercitata da un liquido agente dall’interno verso l’esterno, in caso di perdita/guasto di uno dei serbatoi, considerando uno schema incastro alla base - estremità superiore libera.

Le travi della copertura in acciaio sono state schematizzate semplicemente appoggiate alle estremità in modo da massimizzare la sollecitazione flessionale agente nella sezione di mezzzeria.

1.4 Quadro normativo di riferimento adottato

Vedi paragrafo “*Illustrazione sintetica degli elementi essenziali al progetto strutturale*”.

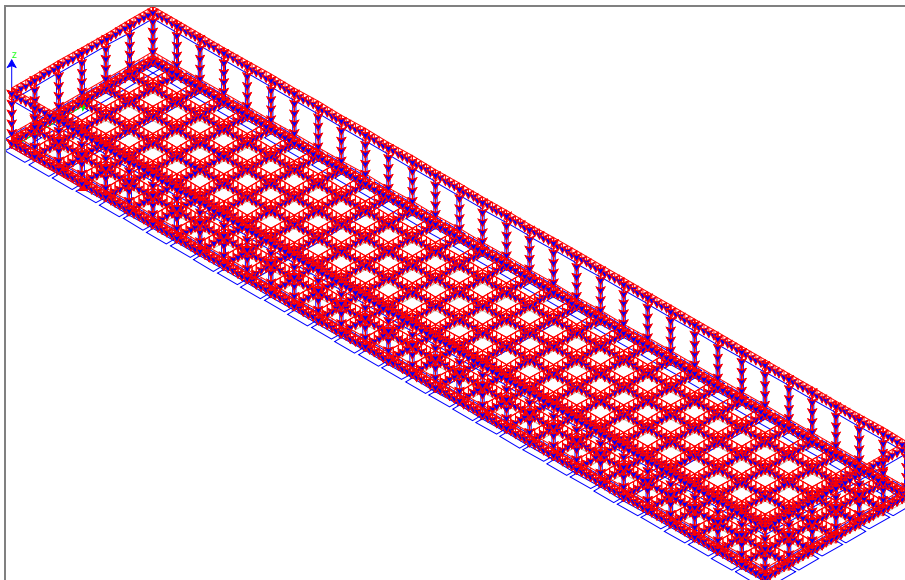
1.5 Azioni di progetto sulla costruzione. Pericolosità sismica di base

L’entità di tali azioni è calcolata di seguito, in relazione a quanto indicato dal D.M. 14/01/08 e dalle specifiche di Capitolato.

1.5.1 PESO PROPRIO STRUTTURA PORTANTE

Per il calcestruzzo armato gettato in opera è assunto un peso specifico pari a $\gamma = 2.500 \text{ daN/m}^3$.

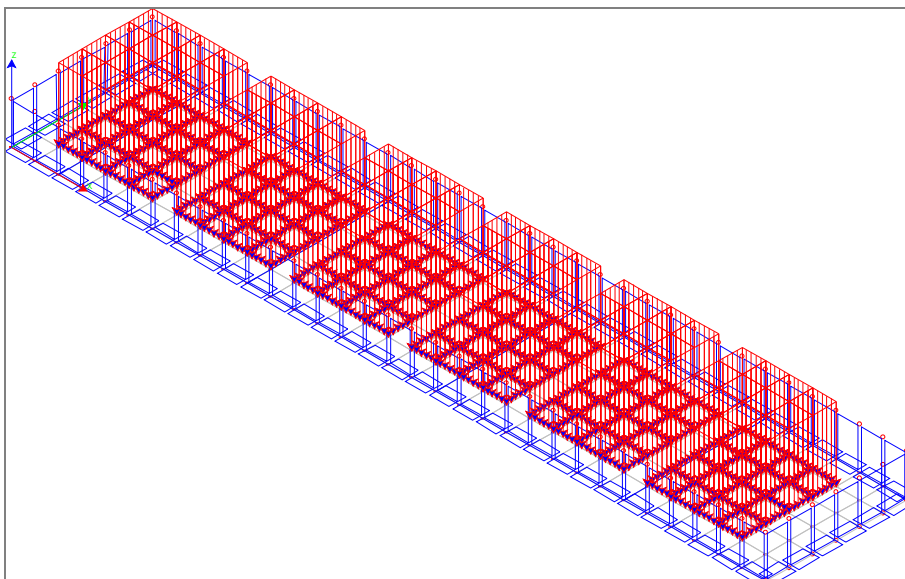
Per l'acciaio dei profili metallici è assunto un peso specifico pari a $\gamma = 7.850 \text{ daN/m}^3$.



1.5.2 PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE_SERBATOI

Il peso permanente non strutturale agente sulla platea di fondazione è rappresentato dal peso dei serbatoi di percolato da 100 mc di capacità e dai carichi permanenti agenti sugli elementi di copertura.

Come anticipato, questi carichi sono schematizzati con carichi uniformemente distribuiti all'interno di aree ragionevolmente limitate in funzione dell'ingombro dei serbatoi stessi; il carico assunto nel calcolo è pari a 6.250 daN/m^2 agente sulla platea in c.a. nella sagoma dei serbatoi.



1.5.3 CARICHI VARIABILI

1.5.3.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulla copertura della vasca è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

dove

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_1 è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Il carico utile dovuto alla neve in Zona I - Mediterranea e per un'altitudine sul livello del mare $a_s < 200$ m, vale

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 \times [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

il coefficiente di esposizione C_E si assume uguale a 1;

il coefficiente termico C_T si assume uguale a 1;

il coefficiente di forma relativo alle coperture ad una o due falde per $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ è:

$$\mu_1 = 0,8$$

Il valore del carico da neve caratteristico per la zona in oggetto (190 m s.l.m.) si ottiene dalla:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 = 150 \text{ daN/m}^2$$

Quindi in definitiva il carico da applicare sull'intera superficie della platea di fondazione è:

$$q_{es} = q_{sk} \times \mu_1 = 150 \times 0,80 \approx 120 \text{ daN/m}^2$$

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato applicato direttamente ai profili portanti della copertura come carico lineare variabile con valore massimo alle estremità pari a 600 daN/ml e minimo in corrispondenza della sezione di mezzeria pari a 120 daN/m.

1.5.3.2 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata trascurata in quest'analisi essendo le restanti azioni considerate nel calcolo decisamente più gravose per questo tipo di costruzioni.

1.5.3.3 AZIONE DELLA TEMPERATURA

L'azione della temperatura è assunta pari a quella prevista dalla Normativa vigente per le strutture in c.a. esposte, ovvero $\pm 15^\circ \text{C}$.

1.5.3.4 AZIONE SISMICA

Vedi paragrafo "Illustrazione sintetica degli elementi essenziali al progetto strutturale".

1.6 Principali risultati

Vedi paragrafo *“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali al progetto strutturale”*.

1.7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il modello di calcolo della vasca di accumulo è stato implementato al fine di verificare le sollecitazioni ottenute durante il pre-dimensionamento eseguito con semplici calcoli manuali e schemi elementari. Le verifiche, come riportato all'interno del paragrafo dedicato, sono state eseguite utilizzando le formule prescritte dalla normativa con semplici calcoli manuali rispettando le prescrizioni normative.

1.8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per completezza si riporta la verifica del collegamento tra serbatoi e platea in c.a. eseguito per mezzo di anelli metallici e un sistema di tirafondi in barre filettate M20 Classe di resistenza 8.8, che assicurano gli stessi alla struttura in calcestruzzo e trasferiscono gli sforzi derivanti sia da azioni di natura dinamica che statica legate alla massa dei serbatoi.

Le 8 barre filettate di ancoraggio M20 sono disposte lungo il perimetro del serbatoio ad interasse regolare pari circa a 1,80 m, inserite in fori realizzati nel getto indurito della platea di fondazione spessore 40 cm, riempiti di resina.

Come emerge dai calcoli riportati nel seguito, in condizioni sismiche gli ancoraggi sono sottoposti solamente ad una sollecitazione di taglio puro, derivante dal taglio sismico agente sul serbatoio, poiché il momento ribaltante è annullato dal peso proprio del serbatoio stesso. La sollecitazione è calcolata attraverso la formula contenuta nelle NTC2018 al paragrafo 7.2.3 per gli elementi non strutturali, in funzione dell'accelerazione massima S_a che l'elemento subisce durante il sisma, della massa W_a dell'elemento e dell'eventuale fattore di struttura q_a .

$$F_a = S_a \times W_a / q_a$$

Si prende in considerazione la condizione di massimo carico del serbatoio pari a 100 mc di percolato e si procede alla valutazione della spinta sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, funzione delle grandezze esplicitate.

$$W_a = 100.000 \text{ daN}$$

$$H_{\text{SERBATOIO}} = 8,50 \text{ m}$$

$$q_a = 1,00 \text{ (Tab. 7.2.I NTC2008)}$$

Le grandezze che portano alla definizione dell'accelerazione massima S_a sono definite in funzione del sito di costruzione e delle grandezze dinamiche che descrivono la risposta sismica dell'elemento:

$$S_a = \alpha S_x [3x(1+Z/H)/1+(1-T_a/T_1)^2 - 0,50] = 0,128$$

dove:

α = Rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite, e accelerazione di gravità g

S = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

Z = Quota del baricentro dell'elemento non strutturale dal piano di fondazione

H = Altezza della costruzione dal piano di fondazione

T_a = Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

T_1 = Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione

Il coefficiente S_a risulta inferiore al prodotto αS pari a 0,257, di conseguenza per il calcolo della forza F_a si assume quest'ultimo valore:

$$F_a = 0,257 \times 100.000 / 1,00 = 25.700 \text{ daN}$$

La forza sopra calcolata si assume agente in corrispondenza del baricentro dell'elemento ad un'altezza del piano di fondazione pari a 4,25 m.

Lo sforzo che il sistema di ancoraggio deve trasferire alla fondazione è pari a:

$$M_{RIB} = F_a \times H = 25.700 \times 4,25 = 110.000 \text{ daNm}$$

Adottando un peso proprio pari a 100.000 daN ed un braccio della forza peso applicata al baricentro della massa rispetto al bordo del serbatoio pari al raggio dello stesso, ovvero 2,00 m, si ricava un momento stabilizzante pari a:

$$M_{STAB} = W_a \times r = 100.000 \times 2,00 = 200.000 \text{ daNm}$$

Verificando:

$$FS = M_{STAB} / M_{RIB} = 200.000 / 110.000 = 1,81$$

la verifica è soddisfatta.

Il taglio sismico agente è pari a $F_a = 25.700 \text{ daN}$, dividendo lo stesso per il numero complessivo dei tirafondi si ricava il taglio agente su ciascun elemento di ancoraggio $F_{v,Ed}$:

$$F_{v,Ed} = 25.700 / 8 = 3.212 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} (M20) = 0,60 \times 8.000 \times 2,45 / 1,25 = 9.408 \text{ daN}$$

Verificando:

$$FS = F_{v,Rd} / F_{v,Ed} = 9.408 / 3.212 = 2,92$$

la verifica è soddisfatta.

Per completezza è eseguita anche la verifica dell'intero collegamento con il programma messo a disposizione dall'azienda HILTI che commercializza le resine sintetiche e gli ancoranti, il quale permette di valutare anche le verifiche lato calcestruzzo oltre alla verifica a taglio della barra filettata, di seguito si riportano i risultati ottenuti.



Profis Anchor 2.5.0

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina: 1
Progetto:
Contratto N°:
Data: 29/09/2015

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20

Profondità di posa effettiva: $h_{ef, opt} = 90 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 356 \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 11/0493

Emesso | Valido: 08/08/2012 | 23/12/2016

Prova: metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)

Fissaggio distanziato: - (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

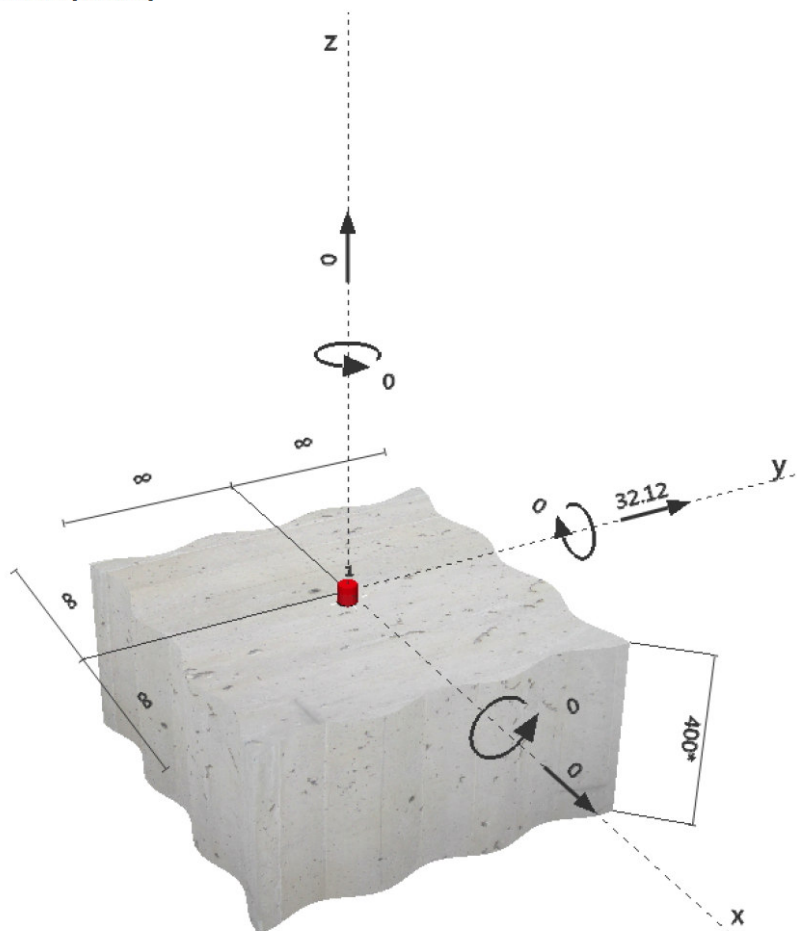
Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{cc} = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
senza armatura di bordo longitudinale



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.5.0

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 29/09/2015

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	32.120	0.000	32.120

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)



Profis Anchor 2.5.0

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 29/09/2015

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	32.120	78.400	41	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	32.120	59.828	54	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
98.000	1.250	78.400	32.120

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
72900	72900	135	270	2.000	10.100
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	0.950
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
47.233	1.500	59.828	32.120		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN]	δ_N = 0.000 [mm]
V_{Sk} = 23.793 [kN]	δ_V = 0.952 [mm]
	δ_{NV} = 0.952 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN]	δ_N = 0.000 [mm]
V_{Sk} = 23.793 [kN]	δ_V = 1.428 [mm]
	δ_{NV} = 1.428 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.5.0

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 4
Progetto:
Contratto N°:
Data: 29/09/2015

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
Profilo: -
Diametro del foro nella piastra: -
Spessore della piastra (input): -
Spessore della piastra raccomandato: -
Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20
Coppia di serraggio: 0.150 kNm
Diametro del foro nel materiale base: 22 mm
Profondità del foro nel materiale base: 90 mm
Spessore minimo del materiale base: 134 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotoperussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica

Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	C _x	C _x	C _y	C _y
1	0	0	-	-	-	-

8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Si procede nel seguito alla verifica delle pareti del pozzetto di intercettazione e dell'opera a gravità realizzata in massi ciclopici.

Nel seguito si procede alla verifica di resistenza dell'armatura delle pareti del pozzo di intercettazione sollecitate nella condizione più gravosa dalla spinta del terreno utilizzato per la realizzazione del rilevato; il pozzo ha sezione rettangolare di lato maggiore pari a 6,10 m (dimensione netta 5,50) m, si dimensiona l'armatura sulla base della spinta agente nella fascia compresa tra le quote -6,00 e -4,00 m, ipotizzando che nella porzione sottostante di altezza pari a circa 1,10 m compresa tra le quote -6,00 e -7,10 m, la platea di fondazione influenzi con la sua rigidità di piano la distribuzione delle sollecitazioni flettenti agenti sul setto in

calcestruzzo, e l'armatura sulla base della spinta agente nella fascia compresa tra le quote -4,00 e -2,00 m.

Al fine di ottimizzare la quantità di armatura, si è scelto di adottare un'armatura di base costituita da barre di armatura orizzontali ϕ 12 disposte orizzontalmente a passo costante pari a 20 cm, integrate nei 2,00 metri di pozzo più profondi da barre aggiuntive ϕ 16/200 disposte a passo costante all'intradosso in campata e ϕ 20/200 disposte a passo costante in corrispondenza delle sezioni di incastro all'estradosso del manufatto; tale armatura si riduce progressivamente salendo verso la sommità del manufatto al calare della spinta del terreno retrostante a barre ϕ 14/400 disposte a passo costante in corrispondenza delle sezioni di incastro all'estradosso del manufatto.

Assumendo i dati di input ricavati dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni di terre calcificate già realizzate con modalità coincidenti con quelle da realizzarsi si ha:

- $\gamma = 2.300 \text{ daN/m}^3$
- $\Phi = 35^\circ$

Dal valore dell'angolo di attrito del terreno si ricava il coefficiente di spinta attiva del terreno K_a :

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) = \tan^2(45^\circ - 15,00^\circ) = 0,333$$

$$S_{SLU} (H=-4,00) = \gamma_{G1} \times (0,50 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a) = 1,00 \times (0,5 \cdot 2.300 \cdot 4,00^2 \cdot 0,333) = 6.072 \text{ daN/m}$$

$$S_{SLU} (H=-6,00) = \gamma_{G1} \times (0,50 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a) = 1,00 \times (0,5 \cdot 2.300 \cdot 6,00^2 \cdot 0,333) = 13.785 \text{ daN/m}$$

Si ricava una spinta media agente pari a 9.928 daN/m, e considerando una luce netta della parete orizzontale pari a 5,50 m, si ha che i valori di momento flettente massimo in mezzeria e sulla sezione di incastro assumono i seguenti valori:

$$M_{C,Ed} (MEZZERIA) = S_{SLU} \times l^2 / 24 = 9.928 \times 5,50^2 / 24 = 12.513 \text{ daNm}$$

$$M_{C,Ed} (INCASTRO) = S_{SLU} \times l^2 / 16 = 9.928 \times 5,50^2 / 16 = 18.771 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura nella mezzeria pari a 1 ϕ 12/200 integrata da barre ϕ 16/200 si ottiene un'armatura del muro al metro pari a 5 ϕ 12 + 5 ϕ 16 e di conseguenza:

$$M_{C,Rd} (MEZZERIA) = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 15,70 \times 0,90 \times 27 \times 3.900 = 14.878 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura all'incastro pari a 1 ϕ 12/200 integrata da barre ϕ 20/200 si ottiene un'armatura del muro al metro pari a 5 ϕ 12 + 5 ϕ 20 e di conseguenza:

$$M_{C,Rd} (INCASTRO) = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 21,35 \times 0,90 \times 27 \times 3.900 = 20.233 \text{ daNm}$$

Analogamente per la fascia compresa tra le quote -4,00 mt e -2,00 mt si ricava:

$$S_{SLU} (H=-4,00) = \gamma_{G1} \times (0,50 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a) = 1,00 \times (0,5 \cdot 2.300 \cdot 4,00^2 \cdot 0,333) = 6.072 \text{ daN/m}$$

$$S_{SLU} (H=-2,00) = \gamma_{G1} \times (0,50 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a) = 1,00 \times (0,5 \cdot 2.300 \cdot 2,00^2 \cdot 0,333) = 1.518 \text{ daN/m}$$

Si ricava una spinta media agente pari a 3.795 daN/m, e considerando una luce netta della parete orizzontale pari a 5,50 m, si ha che i valori di momento flettente massimo in mezzeria e sulla sezione di incastro assumono i seguenti valori:

$$M_{C,Ed} (MEZZERIA) = S_{SLU} \times l^2 / 24 = 3.795 \times 5,50^2 / 24 = 4.783 \text{ daNm}$$

$$M_{C,Ed} (INCASTRO) = S_{SLU} \times l^2 / 16 = 3.795 \times 5,50^2 / 16 = 7.175 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura nella mezzeria pari a 1Φ12/200 si ottiene un'armatura del muro al metro pari a 5Φ12 e di conseguenza:

$$M_{C,Rd} (MEZZERIA) = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 5,65 \times 0,90 \times 27 \times 3.900 = 5.354 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura all'incastro pari a 1Φ12/200 integrata da barre Φ14/400 si ottiene un'armatura del muro al metro pari a 5Φ12 + 2,5Φ14 e di conseguenza:

$$M_{C,Rd} (INCASTRO) = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 10,27 \times 0,90 \times 27 \times 3.900 = 9.732 \text{ daNm}$$

Verificando si evidenzia come in tutte le sezioni di verifica il momento resistente dato dall'armatura è superiore al momento sollecitante dato dalla spinta del terreno.

Si verifica poi l'armatura della soletta sommitale di chiusura nella sezione più gravosa, ipotizzando il transito accidentale di un mezzo pesante, anche se non previsto, che genera un carico accidentale pari a 500 daN/mq.

Dall'analisi dei carichi si ha:

$$Q_{SLU} = 1,30 \cdot (0,3 \cdot 2.500) + 1,50 \cdot (500) = 1.725 \text{ daN/mq}$$

$$q_{SLU} = 1.725 \cdot 1,00 = 1.725 \text{ daN/ml}$$

Considerando una luce netta della porzione centrale pari a 3,70 mt e cautelativamente gli schemi notevoli valevoli per gli elementi monodimensionali tipo trave, si ricava nella sezione di verifica assunta quale sezione centrale ipotizzando a favore di sicurezza la porzione di soletta semplicemente appoggiata su tutti e 4 i lati:

$$M_{C,Ed} (MEZZERIA) = S_{SLU} \times l^2 / 24 = 1.725 \times 3,70^2 / 8 = 2.951 \text{ daNm}$$

Ipotizzando un'armatura nella mezzeria pari a 1Φ16/200 (Pos. 7 Tav. STD-02) si ottiene un'armatura della soletta al metro pari a 5Φ16 e di conseguenza:

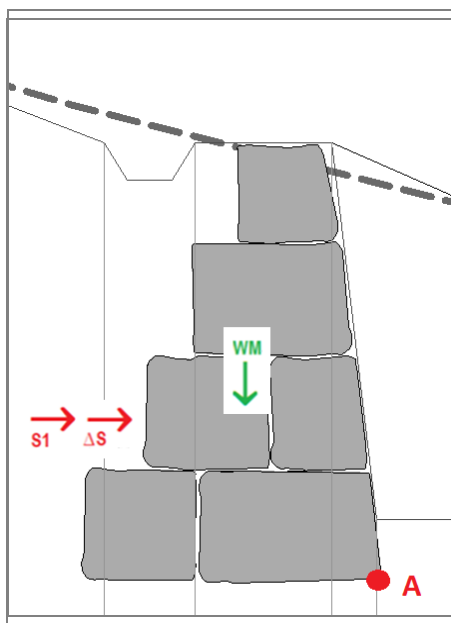
$$M_{C,Rd} (MEZZERIA) = A_s \times 0,9 \times d \times f_{yk} = 10,05 \times 0,90 \times 27 \times 3.900 = 9.524 \text{ daNm}$$

Verificando nella sezione di verifica il momento resistente dato dall'armatura è superiore al momento sollecitante dato dalla spinta del terreno.

Nel seguito si procede ad un pre-dimensionamento di massima della scogliera in massi ciclopici di altezza massima dal piano campagna pari a 5,00 m nella sezione in assoluto più gravosa, considerando la spinta del terreno a tergo dell'opera ed il contributo del sisma attraverso un'analisi pseudo-statica come previsto dalla normativa vigente.

Al fine di ottimizzare la fase progettuale, si è scelto di distinguere due sezioni tipo della scogliera, adottabili per altezze range di altezza differenti, il primo per le porzioni di opera di altezza compresa tra i 3,00 e i 5,00 mt di altezza, il secondo per altezze inferiori a 3,00 mt.

Nel seguito si riporta il calcolo di entrambe le configurazioni considerando lo schema di calcolo sotto riportato.



L'opera a gravità sarà comunque dotata di una fondazione di magrone di calcestruzzo con larghezza di base equivalente a quella della scogliera.

CASO 1 – H > 3,00 mt:

L'opera è caratterizzata da una larghezza di base preliminarmente stimata in circa 3,50 m, che si ridurrà in altezza fino a 1,10 m tramite l'adozione di massi di dimensioni minori dalla base alla sommità.

Si adottano per il dimensionamento e la verifica le caratteristiche geotecniche del materiale utilizzato per la realizzazione del rilevato a tergo dell'opera.

MATERIALE DI NATURA LIMOSO – ARGILLOSA CON CALCE (3%)

- $\gamma_d = 2.300 \text{ daN/m}^3$
- $\phi_d^I = 35^\circ$

➤ **VERIFICA DI RIBALTAMENTO**

Osservando le prescrizioni delle NTC 2018 è necessario eseguire le verifiche nella condizione più gravosa agli SLV di ribaltamento dell'opera di contenimento rispetto al punto "A" rappresentato nella figura precedente, che coincide con l'estremo inferiore di valle dell'opera.

Nel seguito si riporta la verifica di ribaltamento della scogliera nella condizione più gravosa rappresentata dalla spinta del terreno a tergo del paramento calcolata con coefficiente unitario come previsto dalla Normativa vigente e l'incremento di spinta sismico.

Le verifiche sono state eseguite con semplici calcoli manuali, senza l'ausilio di codici di calcolo o programmi di calcolo agli elementi finiti, determinando l'incremento di spinta dovuto al sisma con analisi pseudo-statica come prescritto al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018.

L'azione sismica, assunta secondo quanto riportato all'interno del paragrafo precedente, coerentemente con le coordinate del sito di costruzione, sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse gravitazionali per un opportuno coeff. sismico.

Il suolo di fondazione ricade all'interno della **Categoria "C"** e la topografia della zona è riconducibile alla **Categoria "T1"**.

Per la categoria di sottosuolo C il coeff. di amplificazione stratigrafica vale:

$$S_S = 1,40$$

Per la categoria T1 il coeff. di amplificazione topografica vale:

$$S_T = 1,00$$

L'accelerazione massima attesa agente agli SLV varrà:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1,40 \cdot 1,00 \cdot 1,75 = 2,45 \text{ m/s}^2$$

L'azione sismica agente sulla scogliera sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse gravitazionali per un opportuno coeff. sismico orizzontale, calcolato come segue:

$$k_h = (\beta_m + 50\% \cdot \beta_m) \cdot a_{\max} / g = (0,38 + 0,38/2) \cdot 2,45/9,81 = 0,142$$

dove:

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g è l'accelerazione di gravità

β_m nel caso di muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore pari a 0,38; per la verifica di ribaltamento tale valore deve essere incrementato del 50% (NTC 7.11.6.2.1)

Per la verifica dell'opera di sostegno si considerano tutte le forze agenti sulla struttura, sia quelle ribaltanti, sia quelle stabilizzanti che contrastano il ribaltamento del paramento verticale.

Di seguito vengono riportati i momenti ribaltanti e stabilizzanti valutati rispetto al punto di rotazione "A" della scogliera.

• MOMENTI RIBALTANTI

- ΔS (Spinta Cuneo)

Si valutano i carichi gravitazionali interessati dalla spinta sismica, dovuti alla massa della scogliera ed al cuneo di terreno spingente a tergo dell'opera (si considera, a favore di sicurezza, un cuneo di spinta a riposo, con inclinazione a 45° e cioè intermedia tra la situazione limite attiva e quella passiva).

In particolare:

$$W_{\text{muro}} = \gamma_{\text{SLV}} \cdot \gamma \cdot (L_1 \cdot h + L_2 \cdot h/2) = 1,00 \cdot 2.300 \cdot (1,10 \cdot 5,80 + 2,40 \cdot 5,80/2) = 30.682 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

$$W_{\text{cuneo}} = \gamma_{\text{SLV}} \cdot \gamma_{\text{ter}} \cdot h^2/2 = 1,00 \cdot 2.300 \cdot 5,00^2/2 = 28.750 \text{ daN per metro di muro}$$

$$W_{\text{TOT}} = W_{\text{muro}} + W_{\text{cuneo}} = 30.682 + 28.750 = 59.432 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

L'incremento di spinta sismica sarà pari a:

$$\Delta S = W_{\text{TOT}} \cdot k_h = 59.432 \cdot 0,142 = 8.439 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

Il momento ribaltante dovuto alla spinta del cuneo è pari a:

$$M_{\text{C,Ed}}(\Delta S) = 8.439 \cdot 5,00/3 = 14.065 \text{ daNm}$$

- **S1 (Spinta Terreno)**

Dal valore dell'angolo di attrito del terreno si ricava il coefficiente di spinta attiva del terreno K_a , considerando cautelativamente la spinta agente sulla porzione di scogliera completamente fuori terra pari a 5,80 m:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0,271$$

$$S_1 = \gamma_{SLV} \cdot 0,5 \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = 1,00 \cdot 0,50 \cdot 2.300 \cdot 5,00^2 \cdot 0,271 = 7.790 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

In modo analogo al precedente si calcola il momento ribaltante dovuto alla spinta di terreno:

$$M_{C,Ed}(S_1) = S_1 \cdot h/3 = 7.790 \cdot 5,00/3 = 12.985 \text{ daNm}$$

Il valore del momento ribaltante massimo agente nella cerniera "A" del paramento verticale, si calcola sommando i contributi appena calcolati:

$$M_{RIB,(TOT)} = 14.065 + 12.985 = 27.050 \text{ daNm}$$

• **MOMENTI STABILIZZANTI**

Si calcola il momento stabilizzante dovuto al peso proprio della scogliera considerando il baricentro dell'opera:

- **W_M (Peso scogliera)**

$$\text{Peso scogliera: } 1,00 \cdot 2.300 \cdot (1,10 \cdot 5,80 + 2,40 \cdot 5,80/2) = 30.682 \text{ daN}$$

Il momento stabilizzante dovuto al peso proprio della scogliera vale:

$$M_{C,Ed}(W_M) = M_{STAB,(TOT)} = 30.682 \cdot 1,75 = 53.693 \text{ daNm}$$

Ora si procede alla verifica a ribaltamento considerando i momenti ribaltanti e stabilizzante appena calcolati:

$$M_{RIB,(TOT)} / M_{STAB,(TOT)} = 27.050 / 53.693 = 0,50 < 1,00$$

Pertanto la verifica a ribaltamento è soddisfatta e la sezione considerata risulta stabile nei confronti dei meccanismi di ribaltamento di corpo rigido.

➤ **VERIFICA DI STABILITÀ DELL'OPERA**

Nel caso specifico si conduce l'analisi verificando che tutta la sezione di base dell'opera a gravità risulti completamente compressa, evitando quindi una parzializzazione della stessa, che notoriamente non detiene resistenza a trazione, condizione questa che implicitamente consente di raggiungere la stabilità dell'opera; in tal senso è necessario valutare l'eccentricità dei carichi e verificare che questa ricada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della fondazione, pari a 1/6 della larghezza del muro, calcolata secondo la combinazione SLU di tipo GEO.

- APPROCCIO 1_COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)_SLU GEO

Nelle NTC 2018 si è voluto trattare diversamente quelle opere geotecniche per le quali è presente una forte interazione terreno-struttura e per le quali il terreno è generatore delle azioni. In questo caso l'impiego dell'AP1, per il quale è prevista la doppia combinazione di carichi, consente di "pesare" diversamente le azioni nelle due fasi di dimensionamento: geotecnico e strutturale.

La verifica sarà condotta nella combinazione 2 (A2+M2+R2) corrispondente allo SLU di tipo geotecnico (GEO), con i coefficienti previsti dalla norma, nelle condizioni di carico favorevoli e sfavorevoli:

Coefficienti parziali azioni (A2)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F^*)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽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}

Coefficienti parziali terreno (M2)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Nel seguito si calcola il valore della spinta attiva coerentemente con le considerazioni sopracitate:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - (\phi'/1,25)/2) = \tan^2(45^\circ - (35^\circ/1,25)/2) = 0,361$$

$$S_1 = \gamma_{SLV} \cdot 0,5 \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = 1,00 \cdot 0,50 \cdot 2.300 \cdot 5,00^2 \cdot 0,361 = 10.378 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

Il valore dell'azione sollecitante si ricava moltiplicando la spinta del terreno per il braccio rispetto alla quota di fondazione ed è pari a:

$$M_{C,Ed} = 10.378 \cdot 5,00/3 = 17.297 \text{ daNm}$$

Essendo un'opera a gravità l'azione verticale dovuta al peso proprio dell'opera, considerando un metro lineare di scogliera, vale:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1-SFAV} \cdot A_M \cdot \gamma_M = 1,00 \cdot 2.300 \cdot (1,10 \cdot 5,80 + 2,40 \cdot 5,80 / 2) = 30.682 \text{ daN}$$

L'analisi si conduce come specificato precedentemente, cioè valutando l'eccentricità dei carichi e verificando che questa ricada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della fondazione, pari a 1/6 della larghezza del muro.

$$e = M_{C,Ed} / N_{Ed} = 17.297 / 30.682 = 0,56 \text{ m} < B/6 = 3,50 / 6 = 0,58 \text{ m}$$

La sezione di base della scogliera risulta interamente compressa seppure si sono considerate ipotesi fortemente cautelative assunte nel calcolo, di conseguenza la verifica di stabilità risulta soddisfatta.

CASO 2 – $H < 3,00$ mt:

L'opera è caratterizzata da una larghezza di base preliminarmente stimata in circa 2,10 m, che si ridurrà in altezza fino a 0,80 m tramite l'adozione di massi di dimensioni minori dalla base alla sommità.

Si adottano per il dimensionamento e la verifica le caratteristiche geotecniche del materiale utilizzato per la realizzazione del rilevato a tergo dell'opera.

MATERIALE DI NATURA LIMOSO – ARGILLOSA CON CALCE (3%)

- $\gamma_d = 2.300 \text{ daN/m}^3$
- $\phi_d^I = 35^\circ$

➤ VERIFICA DI RIBALTAMENTO

Osservando le prescrizioni delle NTC 2018 è necessario eseguire le verifiche nella condizione più gravosa agli SLV di ribaltamento dell'opera di contenimento rispetto al punto "A" rappresentato nella figura precedente, che coincide con l'estremo inferiore di valle dell'opera.

Nel seguito si riporta la verifica di ribaltamento della scogliera nella condizione più gravosa rappresentata dalla spinta del terreno a tergo del paramento calcolata con coefficiente unitario come previsto dalla Normativa vigente e l'incremento di spinta sismico.

Le verifiche sono state eseguite con semplici calcoli manuali, senza l'ausilio di codici di calcolo o programmi di calcolo agli elementi finiti, determinando l'incremento di spinta dovuto al sisma con analisi pseudo-statica come prescritto al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018.

L'azione sismica, assunta secondo quanto riportato all'interno del paragrafo precedente, coerentemente con le coordinate del sito di costruzione, sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse gravitazionali per un opportuno coeff. sismico.

Il suolo di fondazione ricade all'interno della **Categoria "C"** e la topografia della zona è riconducibile alla **Categoria "T1"**.

Per la categoria di sottosuolo C il coeff. di amplificazione stratigrafica vale:

$$S_s = 1,40$$

Per la categoria T1 il coeff. di amplificazione topografica vale:

$$S_T = 1,00$$

L'accelerazione massima attesa agente agli SLV varrà:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,40 \cdot 1,00 \cdot 1,75 = 2,45 \text{ m/s}^2$$

L'azione sismica agente sulla scogliera sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse gravitazionali per un opportuno coeff. sismico orizzontale, calcolato come segue:

$$k_h = (\beta_m + 50\% \cdot \beta_m) \cdot a_{\max} / g = (0,38 + 0,38/2) \cdot 2,45/9,81 = 0,142$$

dove:

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g è l'accelerazione di gravità

β_m nel caso di muri liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore pari a 0,38; per la verifica di ribaltamento tale valore deve essere incrementato del 50% (NTC 7.11.6.2.1)

Per la verifica dell'opera di sostegno si considerano tutte le forze agenti sulla struttura, sia quelle ribaltanti, sia quelle stabilizzanti che contrastano il ribaltamento del paramento verticale.

Di seguito vengono riportati i momenti ribaltanti e stabilizzanti valutati rispetto al punto di rotazione "A" della scogliera.

• MOMENTI RIBALTANTI

- ΔS (Spinta Cuneo)

Si valutano i carichi gravitazionali interessati dalla spinta sismica, dovuti alla massa della scogliera ed al cuneo di terreno spingente a tergo dell'opera (si considera, a favore di sicurezza, un cuneo di spinta a riposo, con inclinazione a 45° e cioè intermedia tra la situazione limite attiva e quella passiva).

In particolare:

$$W_{\text{muro}} = \gamma_{\text{SLV}} \cdot \gamma \cdot (L_1 \cdot h + L_2 \cdot h/2) = 1,00 \cdot 2.300 \cdot (0,80 \cdot 3,80 + 1,30 \cdot 3,80/2) = 12.675 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

$$W_{\text{cuneo}} = \gamma_{\text{SLV}} \cdot \gamma_{\text{ter}} \cdot h^2/2 = 1,00 \cdot 2.300 \cdot 3,00^2/2 = 10.350 \text{ daN per metro di muro}$$

$$W_{\text{TOT}} = W_{\text{muro}} + W_{\text{cuneo}} = 12.675 + 10.350 = 23.025 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

L'incremento di spinta sismica sarà pari a:

$$\Delta S = W_{\text{TOT}} \cdot k_h = 23.025 \cdot 0,142 = 3.270 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

Il momento ribaltante dovuto alla spinta del cuneo è pari a:

$$M_{\text{C,Ed}} (\Delta S) = 3.270 \cdot 3,00/3 = 3.270 \text{ daNm}$$

- **S1 (Spinta Terreno)**

Dal valore dell'angolo di attrito del terreno si ricava il coefficiente di spinta attiva del terreno K_a , considerando cautelativamente la spinta agente sulla porzione di scogliera completamente fuori terra pari a 3,00 m:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0,271$$

$$S_1 = \gamma_{SLV} \cdot 0,5 \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = 1,00 \cdot 0,50 \cdot 2.300 \cdot 3,00^2 \cdot 0,271 = 2.805 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

In modo analogo al precedente si calcola il momento ribaltante dovuto alla spinta di terreno:

$$M_{C,Ed}(S_1) = S_1 \cdot h/3 = 2.805 \cdot 3,00/3 = 2.805 \text{ daNm}$$

Il valore del momento ribaltante massimo agente nella cerniera "A" del paramento verticale, si calcola sommando i contributi appena calcolati:

$$M_{RIB.(TOT)} = 3.270 + 2.805 = 6.075 \text{ daNm}$$

• **MOMENTI STABILIZZANTI**

Si calcola il momento stabilizzante dovuto al peso proprio della scogliera considerando il baricentro dell'opera:

- **W_M (Peso scogliera)**

$$\text{Peso scogliera: } 1,00 \cdot 2.300 \cdot (0,80 \cdot 3,80 + 1,30 \cdot 3,80/2) = 12.675 \text{ daN}$$

Il momento stabilizzante dovuto al peso proprio della scogliera vale:

$$M_{C,Ed}(W_M) = M_{STAB.(TOT)} = 12.675 \cdot 1,05 = 13.310 \text{ daNm}$$

Ora si procede alla verifica a ribaltamento considerando i momenti ribaltanti e stabilizzante appena calcolati:

$$M_{RIB.(TOT)} / M_{STAB.(TOT)} = 6.075 / 13.310 = 0,45 < 1,00$$

Pertanto la verifica a ribaltamento è soddisfatta e la sezione considerata risulta stabile nei confronti dei meccanismi di ribaltamento di corpo rigido.

➤ **VERIFICA DI STABILITA' DELL'OPERA**

Nel caso specifico si conduce l'analisi verificando che tutta la sezione di base dell'opera a gravità risulti completamente compressa, evitando quindi una parzializzazione della stessa, che notoriamente non detiene resistenza a trazione, condizione questa che implicitamente consente di raggiungere la stabilità dell'opera; in tal senso è necessario valutare l'eccentricità dei carichi e verificare che questa ricada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della fondazione, pari a 1/6 della larghezza del muro, calcolata secondo la combinazione SLU di tipo GEO.

- APPROCCIO 1_COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)_SLU GEO

Nelle NTC 2018 si è voluto trattare diversamente quelle opere geotecniche per le quali è presente una forte interazione terreno-struttura e per le quali il terreno è generatore delle azioni. In questo caso l'impiego dell'AP1, per il quale è prevista la doppia combinazione di carichi, consente di "pesare" diversamente le azioni nelle due fasi di dimensionamento: geotecnico e strutturale.

La verifica sarà condotta nella combinazione 2 (A2+M2+R2) corrispondente allo SLU di tipo geotecnico (GEO), con i coefficienti previsti dalla norma, nelle condizioni di carico favorevoli e sfavorevoli:

Coefficienti parziali azioni (A2)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F^*)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽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}

Coefficienti parziali terreno (M2)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel seguito si calcola il valore della spinta attiva coerentemente con le considerazioni sopracitate:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - (\phi'/1,25)/2) = \tan^2(45^\circ - (35^\circ/1,25)/2) = 0,361$$

$$S_1 = \gamma_{SLV} \cdot 0,5 \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = 1,00 \cdot 0,50 \cdot 2.300 \cdot 3,00^2 \cdot 0,361 = 3.736 \text{ daN per ogni metro di scogliera}$$

Il valore dell'azione sollecitante si ricava moltiplicando la spinta del terreno per il braccio rispetto alla quota di fondazione ed è pari a:

$$M_{C,Ed} = 3.736 \cdot 3,00/3 = 3.736 \text{ daNm}$$

Essendo un'opera a gravità l'azione verticale dovuta al peso proprio dell'opera, considerando un metro lineare di scogliera, vale:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1-SFAV} \cdot A_M \cdot \gamma_M = 1,00 \cdot 2.300 \cdot (0,80 \cdot 3,80 + 1,30 \cdot 3,80/2) = 12.675 \text{ daN}$$

L'analisi si conduce come specificato precedentemente, cioè valutando l'eccentricità dei carichi e verificando che questa ricada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della fondazione, pari a 1/6 della larghezza del muro.

$$e = M_{C,Ed}/N_{Ed} = 3.736/12.675 = 0,29 \text{ m} < B/6 = 2,10/6 = 0,35 \text{ m}$$

1.9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

1.9.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

In questo paragrafo viene riportata la verifica a fessurazione eseguita per i setti in c.a. della vasca di accumulo.

La verifica viene condotta con il metodo indiretto, esplicitato al § 4.1.2.2.4.6 *Verifiche allo stato limite di fessurazione*, valutando la tensione di trazione nell'armatura.

In particolare si ha che agli SLE, il coefficiente delle azioni relativo alla spinta del liquido sul setto vale 1,00, di conseguenza:

$$S_{ES} = 0,50 \gamma x h^2 = 0,50 \times 1.000 \times 1,80^2 = 1.620 \text{ daN per ogni metro di muro}$$

La spinta del liquido agisce ad 1/3 di h partendo dalla quota di fondo vasca quindi il valore di momento massimo nella sezione di incastro della mensola in c.a. agli SLE è pari a:

$$M_{C,Ed} = S_{ES} \times 1/3h = 1.620 \times 0,60 = 972 \text{ daNm} = 97.200 \text{ daNcm}$$

Lo sforzo di trazione massimo nell'armatura si ottiene dividendo il valore di momento per il braccio dell'armatura pari a $b = 30 - (2xc) = 24 \text{ cm}$, dove c è il valore di copriferro fissato pari a 3 cm.

$$F_s = 97.200/24 = 4.050 \text{ daN}$$

dividendo ulteriormente per il quantitativo di armatura inserito in un singolo metro di muro si ricava la tensione massima unitaria agente sull'acciaio:

$$\sigma_s = F_s/A_s = 4.050/3,95 = 1.025 \text{ daN/cm}^2$$

Ricavato il valore di tensione agente sull'armatura, con le tabelle proposte dalla Normativa vigente, è possibile ricavare i limiti superiori di diametro e passo delle armature, da utilizzare per evitare la formazione di fessure di ampiezza superiore a 0,2 mm.

La tensione massima di trazione sulle barre di armatura è pari a circa 1.025 daN/cm^2 , valore assimilabile a 1.600 daN/cm^2 , di conseguenza dalle tabelle C4.1.II e C4.1.III si ha:

- $\Phi_{MAX} = 25 \text{ mm}$
- $d_{MAX} = 20 \text{ mm}$

L'armatura dei setti come riportato negli elaborati grafici in corrispondenza della sezione più sollecitata dell'incastro è pari a staffe $\Phi 10$ disposte a passo regolare di 200 mm, di conseguenza rispetta entrambe le prescrizioni, e la verifica a fessurazione può ritenersi soddisfatta.

1.9.2 VERIFICA DI DERFORMABILITA' DEI PROFILI DI COPERTURA

I profili portanti della copertura sono stati verificati agli Stati Limite di Esercizio al fine di limitare la loro deformabilità in condizioni di esercizio, e rispettare i limiti prescritti dalla normativa per la freccia verticale pari a 1/200 della luce dell'elemento.

In condizioni di esercizio il carico agente sull'elemento è pari a 1.144 daN/m, considerando una luce degli elementi di copertura IPE240 pari a 6,00 m, lo spostamento massimo vale:

$$F_{MAX} = 5/384 \times q \times l^4 / EJ = 0,013 \times 11,44 \times 600^4 / 2.100.000 \times 3.892 = \mathbf{2,36 \text{ cm}}$$

Il valore di F_{lim} prescritto dalla normativa è pari a $F_{lim} = L/200 = 600/200 = \mathbf{3,00 \text{ cm}}$ di conseguenza la verifica di deformabilità è soddisfatta.

Il Progettista

Ing. Patrizio Bernabini

RELAZIONE SUI MATERIALI

1.10 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

• Conglomerato cementizio C32/40 XA1 S4:

MODALITA' DI POSA DEL CALCESTRUZZO

- Prima del getto tutte le superfici di contenimento del calcestruzzo, dovranno essere pulite e trattate con prodotti disarmanti autorizzati da D.L.;
- I ristagni di acqua dovranno essere allontanati dal fondo;
- Salvo specifica autorizzazione del D.L., è esclusa la possibilità di qualunque aggiunta d'acqua al calcestruzzo al momento del getto;
- Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme dovrà avvenire con tutti gli accorgimenti atti a evitarne la segregazione;
- L'altezza di caduta libera del calcestruzzo fresco, misurata dall'altezza dello scivolo o della bocca del tubo convogliatore, non dovrà mai essere maggiore di 100cm.;
- E' vietato scaricare il conglomerato in un unico cumulo e distenderlo con l'impiego del vibratore.

• ACCIAIO TONDO PER C.A. E RETI ELETTROSALDATE

- Acciaio tondo per c.a. tipo B450C con le seguenti caratteristiche;
- $f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$.
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$
- $(f_y / f_{y \text{ nom}})_k \leq 1,25$
- $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$
- Reti elettrosaldate tipo B450C/A.

MODALITA' DI POSA DELLE BARRE

- Verificare la presenza di accorgimenti che assicurino la stabilità delle barre entro il cassero in fase di getto;
- Verificare l'assenza di incrostazioni, olii o altro che possa compromettere l'aderenza;
- Verificare prima del getto la presenza corretta del copriferro;
- Verificare sagomature delle barre e loro passi.

<u>VALORI DI CALCOLO DEI MATERIALI</u>			
Calcestruzzo C32/40			
-	Tensione max. di progetto:	$f_{cd} =$	18,81 N/mm ²
-	Deformazione max.(campo elastico)	$\epsilon_{c2} =$	0,2 %

Acciaio in barre B450C			
-	Tensione max. di progetto:	$f_{yd} =$	391,3 N/mm ²
-	Deformazione max.(campo elastico)	$\epsilon_{yd} =$	0,196 %

1.11 ACCIAIO DA CARPENTERIA

- Acciaio da Carpenteria per profilati metallici S275JR (Fe 430)
- Acciaio da Carpenteria per profilati secondari e piastre S235JR (Fe 360)
- Acciaio per Bullonerie Classe Vite 8.8
- **Acciaio da Carpenteria per profilati metallici pilastri IPE240 e IPE160 S275JR (Fe 430)**

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2.750	daN/cm ²
Tensione di rottura	f_{tk}	=	4.300	daN/cm ²

- **Acciaio da Carpenteria per profili secondari e piastre S235JR (Fe 360)**

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2.350	daN/cm ²
Tensione di rottura	f_{tk}	=	3.600	daN/cm ²

- **Acciaio per Bullonerie Classe Vite 8.8**

Tensione di snervamento	f_{tb}	=	6.490	daN /cm ²
Tensione di rottura	f_{yb}	=	8.000	daN /cm ²

Il Progettista

Ing. Patrizio Bernabini