RELAZIONE SUI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO CLASSE **Rck > 300 Kg/cmq**

ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA **FeB44k**

SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

CALCESTRUZZO

- Tensione ammissibile per flessione σ_c = **97.50 Kg/cmq**
- Tensione ammissibile per compressione semplice σ_c = **68.25 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile τ_{cl} = **18.28 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile senza armatura τ_{co} = **6.00 Kg/cmq**

ACCIAIO

- Tensione ammissibile σ_f = **2200 Kg/cmq**

RELAZIONE DOSATURE

Per ogni tipo di cls gli inerti dovranno avere lunga durata nel tempo senza degradarsi, granulometria durezza e resistenza meccanica adeguate al tipo di cls da realizzare, ed essere lavati e totalmente mancanti di sostanze organiche limose e gassose; l'acqua di impasto dovrà essere limpida, priva di sali in percentuali dannose, priva di cloruri e non aggressiva.

Cls Rbk	sabbia	graniglia	pietrisco	cemento	rapporto A/C
300	**50%**	**20%**	**30%**	**300 – 400 Kg**	**0.30-0.45**

RELAZIONE GEOTECNICA

L'indagine geologica eseguita sul terreno interessato dalla costruzione ha confermato la possibilità di realizzare gli interventi in oggetto, non presentandosi sull'area particolari problemi geologici o geomorfologici.

Nella relazione geologica infatti il pendio viene definito ad elevato grado di stabilità sia per la presenza dei litotipi affioranti sia per la morfologia a terrazzamenti; inoltre nel corso delle perforazioni geologiche fino alla profondità di 20 mt. non sono state rinvenute falde acquifere.

I profili penetrometrici hanno evidenziato una serie di terreni superficiali con basse resistenze, mentre ad una profondità variabile tra –1.70 e –5.70 mt. (dal piano campagna attuale) il rifiuto strumentale indica la presenza della formazione detritica cementata; si tratta infatti di un ammasso carbonatico su cui sono posti uno strato sabbioso-ghiaioso di natura piroclastica ed una coltre piroclastica .

Dati geotecnici

1. *Coltre piroclastica*

   Strato di spessore 2.00 mt. circa

   γ = 1.58 t/mc peso specifico del terreno
   ϕ = 21° angolo di attrito interno
   c = 0 t/mq coesione

2. *Strato sabbioso-ghiaioso*

   Strato di spessore variabile da 0.60 mt. a 4.50 mt.
   γ = 1.90 t/mc peso specifico del terreno
   ϕ = 33° angolo di attrito interno
   c = 0 t/mq coesione

3. *Depositi carbonatici detritici da incoerenti a coerenti*

   Strato di spessore variabile da 0.60 mt. a 4.50 mt.
   γ = 2.20 t/mc peso specifico del terreno
   ϕ = 40° angolo di attrito interno
   c = 0 t/mq coesione

Il piano di posa delle fondazioni è posto ad una quota (assoluta) +97.00 mt. a cui corrisponde lo strato di depositi carbonatici detritici da incoerenti a coerenti.

Per quanto concerne le opere di stabilità del fronte di scavo è bene osservare che una volta rimossa la coltre superficiale lo scavo avverrà all'interno dell'ammasso carbonatico lapideo; eventuali distacchi per fratturazioni locali saranno eliminati con il getto di calcestruzzo stabilizzante tipo spritz-beton . In corrispondenza dei salti di quota tra il terzo ed il quarto terrazzamento sarà disposto un setto di contenimento infisso nell'ammasso carbonatico .

CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Il calcolo del carico ultimo, per il quale è previsto il collasso del complesso terreno – fondazione è stato eseguito considerando: le caratteristiche meccaniche del terreno, la tipologia di fondazioni e la tipologia di struttura in elevazione.

Si è considerato infatti:

- Fondazione diretta superficiale con plinti e travi di collegamento
- Condizioni drenate
- Meccanismo di rottura globale
- Piano di posa delle fondazioni a – 0.80 mt dal piano dello sbancamento
- Area d'impronta fondazione 1.50 mt x 1.50 mt

Si riportano le proprietà fisico-meccaniche del terreno indagato e le caratteristiche geometriche delle strutture di fondazione :

Falda	assente
γ = 2.20 t/mc	peso specifico del terreno
ϕ = 40°	angolo di attrito interno
c = 0 t/mc	coesione (assente)
D = 0.80 mt	profondità del piano di posa
B = 1.50 mt	larghezza della fondazione
L = 1.50 mt	lunghezza della fondazione

Per la determinazione del Carico Limite la formula di Terzaghi in termini di tensioni efficaci è espressa, in assenza di coesione, da :

$$Q_{lim} = N_q \times \gamma \times D + N_\gamma \times 0.5 \times \gamma \times B$$

dove : $N_q = 64.20$; $N_\gamma = 109.41$

La formula riportata si riferisce ad una fondazione di tipo nastriforme in cui B<<L ; nel caso di forma quadrata volendo applicare ancora la formula precedente è necessario moltiplicare i termini a secondo membro per i coefficienti correttivi di forma ζ_q e ζ_γ :

$$\zeta_q = 1 + tg(\phi) = 1.84 \quad ; \quad \zeta_\gamma = 1 - 0.40 = 0.60$$

Inoltre per tener conto dell'inclinazione, dovuta ad azioni orizzontali di origine sismica, dei carichi trasmessi in fondazione bisogna inserire opportuni coefficienti di inclinazione del carico ξ_q e ξ_γ :

$$\xi_q = [1 - tg(\delta)]^m = 0.906 \quad ; \quad \xi_\gamma = [1 - tg(\delta)]^{m+1} = 0.849$$

essendo : $tg(\delta) = T/N = K = 0.0634$; $m = \dfrac{2 + B/L}{1 + B/L} = 1.5$

Pertanto la formula di calcolo del carico ultimo diventa :

$$Q_{lim} = \xi_q \times \zeta_q \times N_q \times \gamma \times D + \xi_\gamma \times \zeta_\gamma \times N_\gamma \times 0.5 \times \gamma \times B$$

Si ha quindi:

$$Q_{lim} = 0.906 \times 1.84 \times 64.20 \times 2.20 \times 0.80 + 0.849 \times 0.60 \times 109.41 \times 0.5 \times 2.20 \times 1.50 =$$

$$= 188.36 + 91.96 = \mathbf{280.32\ t/mq}$$

Il coefficiente di sicurezza di una fondazione rispetto alla rottura per carico limite è espresso dal rapporto tra il carico limite e il carico di esercizio.

Per terreni incoerenti assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 3 , si ottiene un carico di esercizio ammissibile pari a :

$\sigma_{amm} = Q_{lim}/3 = 280.32/3 = 93.44$ t/mq = **9.34 Kg/cmq**

Il dimensionamento delle fondazioni è stato comunque effettuato limitando la sollecitazione sul terreno ad un valore non superiore a 7.50 Kg/cmq , adottando pertanto un effettivo coefficiente di sicurezza maggiore di 3.5

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

NORMATIVA CONSIDERATA

Il calcolo delle strutture di fondazione è condotto nell'osservanza della normativa vigente per le opere in c.a. e precisamente :

- Legge n.1086 del 05/11/1971 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO, NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA ;
- Legge n.64 del 02/02/1974 – PROVVEDIMENTI PER LE COSTRUZIONI CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE ;
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - NORME TECNICHE PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE ;
- D.M. LL.PP. del 09/01/1996 - NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO, NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE ;
- Circ. Min. LL.PP. del 15/10/1996 n.252 AA.GG./STC ;
- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE RELATIVE AI "CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI" ;
- Circ. Min. LL.PP. del 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC ;
- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE ;
- Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65 AA.GG. ;
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - NORME TECNICHE RIGUARDANTI LE INDAGINI SUI TERRENI E SULLE ROCCE, LA STABILITA' DEI PENDII NATURALI E DELLE SCARPATE, I CRITERI GENERALI E LE PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE, L'ESECUZIONE E IL COLLAUDO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DELLE TERRE E DELLE OPERE DI FONDAZIONE ;
- Circ. Min. LL.PP. del 24/09/1988 n.30483

PROGETTO E VERIFICA DEI PLINTI

Le verifiche sono state eseguite in base ai risultati del calcolo strutturale statico e sismico; il programma di calcolo utilizzato è un modulo del programma principale di calcolo strutturale il cui nome commerciale è MASTERSAP.

In appendice sono riportate, per le due condizioni di carico più gravose, le verifiche a flessione (retta) e a taglio di tutti i plinti, nonché la verifica, in regime di pressoflessione deviata, delle pressioni sul terreno, risultate ovunque inferiori al valore ammissibile di 7.50 Kg/cmq ; è stata effettuata inoltre la verifica a punzonamento del plinto per il quale lo sforzo normale trasmesso dal pilastro è massimo.

PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI DI COLLEGAMENTO

Le dimensioni della trave sono : H = 40 cm (h = 37 cm) ; B = 40 cm ; L = 510 cm

Disponendo, sia inferiormente che superiormente, 4 Φ 16 si ha : $A_f = A'_f = 8.04$ cmq

Il carico verticale agente sulla trave è costituito dal peso proprio della trave stessa, pari a :

$$q = (0.40 \, x \, 0.40) \, x \, 2500 = 400 \text{ Kg/ml}$$

Tale carico produce sulla trave un momento flettente massimo in mezzeria pari, considerando la trave in semi-incastro, a :

$$M = q \, x \, L^2 / 12 = 400 \; x \; 5.10^2 / 12 = 867 \text{ Kgm}$$

ed un taglio massimo all'appoggio pari a :

$$T = q \, x \, L / 2 = 400 \; x \; 5.10 / 2 = 1020 \text{ Kg}$$

Poiché la trave svolge funzione di collegamento tra i plinti, essa è soggetta inoltre ad uno sforzo normale : $N = \pm 0.1 \times N_{\max} = \pm 0.1 \times 88760 = \pm 8876 Kg$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Essendo : N = +8876 Kg M = 867 Kgm

si ha : x = 34.90 cm σ_c = 11.10 Kg/cmq σ_f = 10 Kg/cmq

VERIFICA A TENSOFLESSIONE

Essendo : N = -8876 Kg M = 867 Kgm

si ha : Sez. tutta tesa σ_f = 869 Kg/cmq

VERIFICA A TAGLIO

$$\tau = \frac{T}{0.9 \times B \times h} = \frac{1020}{0.9 \times 40 \times 37} = 0.77 Kg/cmq < 6.00 \text{ Kg/cmq}$$

non è necessario disporre alcuna armatura a taglio, pertanto si disporranno, lungo tutta la trave, soltanto staffe Φ8 con passo costante pari a 25 cm

APPENDICE :

- VERIFICA DEI PLINTI

VERIFICA DEI PLINTI

Lavoro: **SCALA** Intestazione lavoro: **SCALA PRAIANO**
Elemento: **PLINTO** Gruppo: **1** Tabella: **Tabella plinti**
Descrizione: **PLINTI**
Rck: **300.00** kg/cmq Tensione amm. acciaio: **2200.0** kg/cmq Coeff. di omogeneizzazione: **15**
Copriferro: **3.0** cm
ϕ armatura in direzione 'y': **20** mm ϕ armatura in direzione 'z': **20** mm

Plinto al nodo **7** Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: **1**

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	68860	-4829	-4007	-9357	-10281
2	62960	-2039	-717	-1095	-2869

Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)

Ascissa	Momento flettente		Sforzo tagliante		Ainf		Asup		Sc	Sf	taglio
	comb		comb		tot - passo		tot - passo				
cm	kg*m		kg		cmq -	cm	cmq -	cm	kg/cmq		
y = -15	6545	(2)	22430	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-12.79	1409.2	2.16
y = -45	1590	(2)	10756	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.11	342.4	1.03
y = 15	11883	(1A)	37415	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-19.40	1844.0	3.60
y = 45	3135	(1A)	20353	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.13	675.0	1.96
z = -15	7170	(2)	24133	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-14.01	1543.6	2.32
z = -45	1775	(2)	11891	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.47	382.1	1.14
z = 15	11557	(1A)	36528	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-18.87	1709.6	3.51
z = 45	3039	(1A)	19761	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.94	654.3	1.90

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 6.752 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 2.294 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 2 : 3.096 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 6.752 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 3.425 kg/cmq (1A)

Plinto al nodo 8 Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: 2

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	68880	4747	-3924	-9140	10082
2	62980	1957	-634	-878	2670

Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)

Ascissa	Momento flettente		Sforzo tagliante		Ainf		Asup		Sc	Sf	taglio
	comb		comb		tot - passo		tot - passo				
cm	kg*m		kg		cmq -	cm	cmq -	cm	kg/cmq		
y = -15	11814	(1A)	37231	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-19.29	1829.4	3.58
y = -45	3115	(1A)	20229	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.09	670.6	1.95
y = 15	6618	(2)	22629	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-12.93	1424.8	2.18
y = 45	1612	(2)	10887	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.15	347.0	1.05
z = -15	7248	(2)	24349	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-14.17	1560.6	2.34
z = -45	1798	(2)	12034	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.51	387.1	1.16
z = 15	11483	(1A)	36327	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-18.75	1693.7	3.49
z = 45	3017	(1A)	19626	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.90	649.6	1.89

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 6.679 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 3.429 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 2 : 6.679 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 3.094 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 2.368 kg/cmq (2)

Plinto al nodo 10 Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: 3

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	78330	-5984	3936	9238	-9784
2	70920	-2564	626	950	-3098

Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)

Ascissa	Momento flettente		Sforzo tagliante		Ainf		Asup		Sc	Sf	taglio
	comb		comb		tot - passo		tot - passo				
cm	kg*m		kg		cmq -	cm	cmq -	cm	kg/cmq		
y = -15	7420	(2)	25394	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-14.50	1597.5	2.44
y = -45	1805	(2)	12201	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.53	388.7	1.17
y = 15	12844	(1A)	40725	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-20.97	2067.0	3.92
y = 45	3367	(1A)	21928	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.58	725.0	2.11
z = -15	12651	(1A)	40200	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-20.66	1904.2	3.87
z = -45	3311	(1A)	21578	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.47	712.8	2.08
z = 15	8176	(2)	27456	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-15.98	1760.3	2.64
z = 45	2029	(2)	13576	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.97	436.8	1.31

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 7.063 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 3.584 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 2 : 2.632 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 3 : 3.779 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 7.063 kg/cmq (1A)

Plinto al nodo 11 Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: 4

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	88760	6066	4035	9471	9084
2	81350	2646	725	1183	2398

Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)

Ascissa	Momento flettente		Sforzo tagliante		Ainf		Asup		Sc	Sf	taglio
	comb		comb		tot - passo		tot - passo				
cm	kg*m		kg		cmq -	cm	cmq -	cm	kg/cmq		
y = -15	13849	(1A)	44224	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-22.61	2005.0	4.25
y = -45	3607	(1A)	23566	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-7.05	776.7	2.27
y = 15	8918	(2)	30238	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-17.43	1920.0	2.91
y = 45	2191	(2)	14736	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.28	471.7	1.42
z = -15	13985	(1A)	44596	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-22.84	2191.4	4.29
z = -45	3648	(1A)	23814	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-7.13	785.4	2.29
z = 15	9345	(2)	31404	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-18.27	2012.0	3.02
z = 45	2317	(2)	15513	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.53	498.9	1.49

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 7.444 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 7.444 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 2 : 4.076 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 3.179 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 4 : 4.214 kg/cmq (1A)

VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Risulta : **σ_{max} = 7.45 Kg/cmq < σ_{amm} = 7.50 Kg/cmq**

VERIFICA A PUNZONAMENTO

VERIFICA PER PILASTRI 60x40

N_{max} = 88760 Kg

u = 2 x ((40 + 80) + (60 + 80)) = 520 cm

h = 80 cm

$$\tau_{punz} = \frac{88760}{520 \times 80} = 2.14 kg/cmq < 6.00 \text{ Kg/cmq}$$

non è necessario disporre alcuna armatura a punzonamento.