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. (e +95.40 mt. in corrispondenza del vano vasca) 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 secondo ed il terzo 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 = 415 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 :

$$M = q \, x \, L^2 / 12 = 400 \; x \; 4.15^2 / 12 = 574 \text{ Kgm}$$

ed un taglio massimo all'appoggio pari a :

$$T = q \, x \, L / 2 = 400 \; x \; 4.15 / 2 = 830 \text{ Kg}$$

Poiché la trave svolge funzione di collegamento tra i plinti, essa è soggetta inoltre ad uno sforzo normale : $N = \pm 0.1 \times N_{\max} = \pm 0.1 \times 72980 = \pm 7298 Kg$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Essendo : N = +7298 Kg M = 574 Kgm

si ha : Sez. tutta compressa $\sigma_c = 8.00$ Kg/cmq

VERIFICA A TENSOFLESSIONE

Essendo : N = -7298 Kg M = 574 Kgm

si ha : Sez. tutta tesa $\sigma_f = 664$ Kg/cmq

VERIFICA A TAGLIO

$$\tau = \frac{T}{0.9 \times B \times h} = \frac{830}{0.9 \times 40 \times 37} = 0.63 Kg/cmq < 6.00 \text{ Kg/cmq}$$

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: **RAMPA** Intestazione lavoro: **RAMPA 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	36920	-7083	-7470	-10711	-8820
2	32820	-3663	-1320	-1661	-3094

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	2849	(2)	10158	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.57	613.5	0.98
y = -45	663	(2)	4584	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.30	142.7	0.44
y = 15	7709	(1A)	23503	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-15.07	1659.7	2.26
y = 45	2092	(1A)	13397	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.09	450.4	1.29
z = -15	3354	(2)	11534	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.55	722.1	1.11
z = -45	812	(2)	5501	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.59	174.8	0.53
z = 15	8413	(1A)	25423	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-16.44	1811.3	2.45
z = 45	2300	(1A)	14677	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.49	495.1	1.41

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 5.727 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 0.813 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 2 : 2.070 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 5.727 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 1.913 kg/cmq (2)

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	33220	6632	-7015	-11502	8331
2	30620	3172	-1755	-2544	2573

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	7133	(1A)	21548	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-13.94	1535.7	2.07
y = -45	1953	(1A)	12451	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.82	420.5	1.20
y = 15	2769	(2)	9778	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.41	596.1	0.94
y = 45	651	(2)	4477	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.27	140.2	0.43
z = -15	2779	(2)	9806	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.43	598.3	0.94
z = -45	654	(2)	4496	(2)	6.28	1d20 / 144	6.28	1d20 / 144	-1.28	140.8	0.43
z = 15	8379	(1A)	24890	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-16.38	1804.0	2.39
z = 45	2323	(1A)	14725	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.54	500.1	1.42

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 5.881 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 1.566 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 2 : 5.881 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 2.077 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 0.651 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	68070	-3984	929	1729	-5879
2	65150	-3201	166	321	-3253

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	6673	(2)	22937	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-13.04	1436.7	2.21
y = -45	1616	(2)	10948	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.16	348.0	1.05
y = 15	10238	(1A)	32872	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-17.52	1929.7	3.16
y = 45	2654	(1A)	17377	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.19	571.3	1.67
z = -15	8777	(1A)	28888	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-17.15	1889.6	2.78
z = -45	2222	(1A)	14720	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.34	478.4	1.42
z = 15	7705	(2)	25751	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-15.06	1658.8	2.48
z = 45	1921	(2)	12824	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.75	413.6	1.23

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 4.578 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 2.574 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 2 : 2.460 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 3 : 3.963 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 4.578 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	72980	4459	-1473	-2416	6727
2	70030	3713	-722	-832	4140

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	11126	(1A)	35650	(1A)	9.42	1d20 / 72	0.00		-19.27	2123.0	3.43
y = -45	2889	(1A)	18901	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-5.65	622.0	1.82
y = 15	6946	(2)	24037	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-13.58	1495.5	2.31
y = 45	1670	(2)	11356	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.26	359.6	1.09
z = -15	8111	(2)	27213	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-15.85	1746.2	2.62
z = -45	2014	(2)	13473	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.94	433.7	1.30
z = 15	9608	(1A)	31512	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-18.78	2068.6	3.03
z = 45	2441	(1A)	16142	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.77	525.5	1.55

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 5.069 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 4.210 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 2 : 5.069 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 2.724 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 4 : 2.428 kg/cmq (2)

Plinto al nodo 55 Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: 6

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	42590	-2841	4181	8061	-6452
2	39880	-561	2851	4657	-568

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	4586	(2)	15406	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-8.96	987.3	1.48
y = -45	1137	(2)	7612	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-2.22	244.9	0.73
y = 15	7390	(1A)	23248	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-14.44	1591.1	2.24
y = 45	1952	(1A)	12664	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.81	420.2	1.22
z = -15	7957	(1A)	24793	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-15.55	1713.1	2.39
z = -45	2119	(1A)	13694	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-4.14	456.2	1.32
z = 15	3146	(2)	11481	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.15	677.4	1.10
z = 45	712	(2)	4996	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.39	153.3	0.48

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 4.687 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 2.699 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 2 : 1.044 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 3 : 1.803 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 4 : 4.687 kg/cmq (1A)

Plinto al nodo 64 Sez. Rp B= 150.00 H= 150.00 Altezza plinto= 80.00 p.p.= 4500 kg

Pilastrata: 5

Sollecitazioni esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kg			kg*m	
1A	34900	2809	1840	4022	6491
2	32250	539	780	1284	625

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	6473	(1A)	20192	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-12.65	1393.6	1.94
y = -45	1722	(1A)	11135	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-3.37	370.8	1.07
y = 15	3650	(2)	12300	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-7.13	785.8	1.18
y = 45	903	(2)	6050	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.76	194.3	0.58
z = -15	5604	(1A)	17822	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-10.95	1206.5	1.71
z = -45	1465	(1A)	9555	(1A)	6.28	1d20 / 144	0.00		-2.86	315.5	0.92
z = 15	3418	(2)	11667	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-6.68	735.9	1.12
z = 45	834	(2)	5628	(2)	6.28	1d20 / 144	0.00		-1.63	179.5	0.54

Pressione sul suolo con relative combinazioni

Pressione massima: 3.621 kg/cmq (1A)

Pressione massima nel vertice 1 : 3.621 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 2 : 2.190 kg/cmq (1A)
Pressione massima nel vertice 3 : 1.294 kg/cmq (2)
Pressione massima nel vertice 4 : 1.751 kg/cmq (2)

VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Risulta : σ_{max} **= 5.88 Kg/cmq < σ_{amm} = 7.50 Kg/cmq**

VERIFICA A PUNZONAMENTO

VERIFICA PER PILASTRI 60x40

N_{max} = 72980 Kg

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

h = 80 cm

$$\tau_{punz} = \frac{72980}{520 \times 80} = 1.76 kg/cmq < 6.00 \text{ Kg/cmq}$$

non è necessario disporre alcuna armatura a punzonamento.