



COMUNE DI PALERMO
Area Tecnica della Riqualficazione Urbana
e delle Infrastrutture
Ufficio Edilizia Pubblica, Cantiere Comunale e Autoparco
Progetto Definitivo

Piscina Comunale Scoperta
Progetto per la realizzazione della tribuna e servizi annessi

PRIMO STRALCIO FUNZIONALE

ADEGUATO AL PARERE CONI
POS. :CIS-2014-0015 DEL 18/04/2014

Coordinatore della Progettazione: Arch. Rosalia Collura

Gruppo di Progettazione:

Arch. Francesco La Cerva, Arch. Bruno Cirrito, Ing. Giuseppe Letizia,
Ing. Leonardo Triolo, Arch. Roberto Pitarresi, Arch. Lilliana Pollara,
Arch. Giuseppina Liuzzo, Esp. Prog. Arch. Vincenza Garraffa,
Esp. Geom. Giuseppe Soldano, Dott. Antonio La Barbera

Studio Geologico: Dott. Giuseppe Vinti

Coordinatore della sicurezza: Arch. Fabio Cittati

RUP: Arch. Paola Maida

Relazione di calcolo delle strutture

elaborato

S.A.4

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

1. PREMESSA

I calcoli in oggetto riguardano un primo stralcio **del progetto definitivo delle strutture** delle tribune, spogliatoi e servizi, afferente la piscina comunale scoperta di Via del Fante, attigua al complesso della piscina olimpionica, con ingresso dalla stessa Via del Fante, inserita tra il Circolo del Tennis Palermo n.1, l'ippodromo e il relativo piazzale adibito a parcheggio.

In particolare, lo stralcio riguarda la previsione di realizzare prioritariamente il corpo "D", strategicamente utile per consentire la fruizione di uno spogliatoio con servizi immediatamente a ridosso della piscina scoperta.

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art. 26, commi "c" e "d" del D.P.R. 05.10.2010 n.207 e s.m.i. recante il "Regolamento attuativo del codice dei contratti pubblici".

Nel seguito vengono affrontati, pertanto, i calcoli strutturali come richiesto dall'art. 29, comma 1 con l'indicazione di massima dei requisiti e delle prestazioni che devono essere riscontrate nell'intervento.

Gli elaborati grafici allegati sono redatti in conformità all'art. 28, comma h, e le carpenterie sono riprodotte, quindi, a scala 1:100.

Lo studio viene eseguito sulla base dell'ultimo progetto architettonico di variante rappresentato nel mese di giugno 2015, redatto a seguito dell'istituzione del nuovo gruppo di lavoro da parte dell'Assessorato Comunale alle Opere Pubbliche, con Determinazioni Dirigenziali n. 428 del 15.11.2007 e n.350 del 31.10.2008.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il calcolo delle strutture si deve fare riferimento alla nuova normativa vigente, con particolare riguardo alle:

- "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 14 GENNAIO 2008". (Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, Supplemento ordinario n. 30).
- Circolare N°617/C.S.LL.PP del 02 FEBBRAIO 2009.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA E DICHIARAZIONE DEL SOFTWARE

Il sito in cui è prevista l'opera ricade, secondo la classificazione tradizionale, in zona sismica di 2° categoria.

Le coordinate del sito sono: long. 13° 20' 40"; lat. 38°09' 00".

Per il **calcolo globale agli stati limite** ci si è avvalsi e ci si avvarrà di un programma di calcolo su P.C. (le cui caratteristiche si specificheranno meglio nel seguito) eseguendo la calcolazione in analisi dinamica, nel rispetto della normativa vigente per le zone sismiche di 2^a categoria, inserendo, in concomitanza della massima azione sismica, un valore di dilatazione termica pari a quello previsto dalla normativa per strutture in c.a. direttamente esposte.

Lo scrivente calcolista, Ing. Giuseppe Letizia di Palermo, è titolare della licenza numero S/636 D/279 del Software utilizzato per le elaborazioni, che è il 'FaTA-E', prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC).

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel seguito si descrive il corpo "D" come risulta nella configurazione definitiva dopo il parere favorevole da parte del CONI in data 18.04.2014 e da ulteriori varianti apportate dal progettista nel giugno 2015 che hanno comportato la creazione di un giunto tra il corpo di fabbrica principale con spogliatoi, terrazza e servizi dai corpi tecnici ad un solo piano fuori terra comprendenti, in questa fase un elevatore e di una scala definitiva per il collegamento alla terrazza.

Il **CORPO D** di lunghezza complessiva pari a circa 54 m si sviluppa perpendicolare all'allineamento di Viale del fante, immediatamente a destra della piscina scoperta (spalle a Viale del Fante), quindi a confine con l'area di pertinenza del Circolo del Tennis.

Per motivi strutturali si è preferito suddividerlo in due tronconi giuntati.

Il corpo principale, denominato **D1**, ha lunghezza pari a circa 36 m e larghezza pari a 8,60 m ed è previsto con due piani fuori terra: il piano terra ospiterà i nuovi spogliatoi divisi opportunamente, il primo livello ospiterà per la maggior parte una balconata coperta per spazi espositivi, giornalisti, ecc., con annessi servizi igienici, un bar e un locale deposito; una pensilina coprirà il tutto. L'accesso a tale terrazza con servizi avverrà per mezzo di una scala a struttura metallica (**CORPO D3**) provvista di ascensore centrale, prevista nell'area tra il suddetto corpo principale D1 e il corpo impianti. La struttura portante del corpo D1 è prevista in c.a. del tipo intelaiato con solai a struttura mista con travetti prefabbricati; per quel che riguarda le fondazioni, è previsto un sistema a platea nervata per le cui motivazioni si rimanda al successivo capitolo riguardante la geologia del sito.

Il corpo impianti, denominato **D2**, ha lunghezza pari a circa 18 m e larghezza pari a 4,80 m ed è previsto ad un solo piano fuori terra: ospiterà, oltre ai locali tecnici per riserva idrica coperto e per trattamento aria privo di copertura, la suddetta scala metallica. La struttura portante è prevista in pareti in c.a.; per le fondazioni è previsto un sistema a platea.

La scala metallica con ascensore centrale, denominata **D3**, ha un ingombro in pianta pari a 3,40 x 4,40 m; servirà sia la terrazza che la copertura del corpo D1 per motivi di manutenzione; la struttura portante è prevista parte in elementi scatolari, parte in elementi a U; per i gradini verranno utilizzati elementi standard metallici omologati per scale di sicurezza; le connessioni sono previste saldate, ad eccezione del collegamento tra i montanti e le fondazioni previsto con sistema di piastre e tirafondi.

Con il gruppo di progettazione si è stabilito di realizzare a piano terra del CORPO D1 un solaio in alternativa al vespaio con "igloo". Il solaio verrà realizzato con travetti prefabbricati poggiati sull'estradosso delle travi della platea nervata che, pertanto, avranno estradosso a quota -40 cm rispetto alla quota 0,00 finita per tenere conto dello spessore del solaio, del massetto e della pavimentazione.

Fanno eccezione i due campi che ospiteranno i locali tecnici dove è preferibile realizzare un vespaio areato al di sopra della platea e una soletta piena in c.a. sopra detto vespaio.

5. CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

5.1 La geologia

Per quel che riguarda le **caratteristiche dei terreni di fondazione**, sono disponibili tre relazioni di settore:

La prima riguarda la relazione geologica, redatta dal **geologo dott. Salvatore Sanzo**, in occasione del progetto di ristrutturazione degli impianti per le universiadi estive del 1997, da cui risulta che i terreni in argomento sono costituiti, per circa 1,50 m, da copertura vegetale e terreni di riporto, e al disotto da livelli di calcarenite compatta e ben cementata alternati a sabbie giallastre ben addensate. La seconda riguarda un'integrazione prodotta, in occasione del recente progetto con struttura in acciaio, dal **geologo Dr. Giuseppe Vinti** (funzionario dell'Assessorato Infrastrutture del Comune di Palermo).

Allo stesso geologo è stato richiesto un adeguamento alla luce delle nuove normative (D.M. 2008 e Circolare del 2009) che ha comportato una più approfondita caratterizzazione dei terreni per una precisa determinazione dell'azione sismica con particolare riferimento alla definizione della "categoria di sottosuolo", ai sensi del punto 3.2.2 (Tabella 3.2.II) delle attuali norme tecniche.

A tal proposito di concerto con il RUP è stata disposta una campagna di indagini che ha comportato una gara di appalto aggiudicata alla DITTA Dott. Gabriele Fiumara che ha stipulato contratto con l'Amministrazione in data 01.07.2014. La Ditta ha eseguito gli accertamenti, i prelievi e le prove di laboratorio richieste, per le quali si rimanda alla **terza Relazione Geologica definitiva** redatta dal **geologo Dr. Giuseppe Vinti**, allegata al presente progetto.

Sulla scorta dei risultati delle recenti indagini e delle risultanze delle relazioni geologiche citate lo scrivente ha definitivamente stabilito i parametri geotecnici medi da porre a base dei calcoli strutturali, come appresso indicato:

peso specifico	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$	peso effettivo	$\gamma = 9,0 \text{ KN/m}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 30^\circ$		
coesione	$c = 0 \text{ KN/m}^2$	coesione	$c_u = 0 \text{ KN/m}^2$
Modulo elastico	$E = 3.000 \text{ N/cm}^2$	Modulo elastico	$G = 950 \text{ N/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu_t = 0,4$	OCR	1

Per la verifica globale dell'opera, al fine della definizione dell'azione sismica, il suolo di fondazione, ai sensi del punto 3.2.2 delle attuali norme tecniche ("NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 14 GENNAIO 2008"), è risultato classificato, a seguito delle prove eseguite in sito dalla DITTA Dott. Gabriele Fiumara di **categoria "B"**.

Per l'applicazione delle spinte sui muri di contenimento da realizzare a monte, sono stati assunti i seguenti **parametri geotecnici medi**:

peso specifico	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 28^\circ$
coesione	$c = 0 \text{ KN/m}^2$
sovraccarico	$q = 5.000 \text{ N/m}^2$

5.2 La geotecnica

Sulla scorta delle indicazioni geologiche e per quanto acquisito dalla conoscenza diretta del sito, lo scrivente ha stabilito di realizzare le fondazioni del corpo di fabbrica con piano di posa a quota non inferiore alla quota di -1,50 m con riferimento alla quota 0,00 coincidente con il calpestio dell'area attorno alla piscina scoperta esistente. I terreni in argomento si prestano ad accogliere fondazioni superficiali quali le travi rovesce e le platee.

Nello specifico, si puntualizza che con il geologo incaricato si è stabilito di adottare fondazioni a platee nervate invece delle originariamente previste fondazioni a travi rovesce.

La motivazione della suddetta scelta deriva dalla volontà di uniformare quanto più possibile le sollecitazioni sul piano di posa nell'eventualità di carichi differenziati nelle zone di accesso al pubblico evitando differenze sensibili degli assestamenti del piano di sedime.

Alla luce delle considerazioni svolte si realizzeranno platee di spessore 25 su magrone di 10 cm (impostato a quota -1,50 m) e travi di altezza complessiva 1,0 m (con estradosso a quota -0,40 m).

Per quel che riguarda i coefficienti di sottofondo (K_{Winkler}) da assegnare al complesso terreno-fondazioni nelle modellazioni numeriche, in funzione della natura dei suoli, si sono adottati i seguenti valori medi:

Coefficiente di sottofondo verticale (K_{Winkler}): $K_V = 120 \text{ N/cm}^3$

Coefficiente di sottofondo tangenziale (K_{Winkler}): $K_T = 70 \text{ N/cm}^3$

Nel seguito della presente relazione un capitolo intero verrà dedicato agli aspetti geotecnici e all'interazione suolo-struttura. Verranno riportati inoltre i valori più significativi delle sollecitazioni sul sedime ricavati dai tabulati di calcolo

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali costituenti le strutture portanti avranno le seguenti caratteristiche e relative tensioni di calcolo:

- **Calcestruzzo:** **Rck 35 N/mm²** (classe di resistenza 28/35 – tab. 4.1.1 - cap. 4.1)

Classi di esposizione e consistenza (Norma UNI 11104): XC2 - S4

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE:

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (cap. 4.1.2.1.1.1) dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata (per il cui valore la normativa suggerisce 0,85);

f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica del cls;

γ_c è un coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo che dipende dai tipi di verifica.

Si assume: $\alpha_{cc} \times f_{ck} = \alpha_{cc} \times 28 \text{ N/mm}^2$ (valore minimo della resistenza Rck del cls).

Risulta pertanto per le diverse verifiche:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times 28 / 1,5 = \alpha_{cc} \times 18,67 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite ultimo)}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times 28 / 1,0 = \alpha_{cc} \times 28,00 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite di danno)}$$

Resistenza di calcolo a trazione: (cap. 4.1.2.1.1.2): $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$$f_{ctk} = f_{ct\text{medio}} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2 \text{ (cap. 11.2.10.2)}$$

Il valore caratteristico corrispondente ai frattili 5% e 95% è assunto pari a 0,7 f_{ctm} :

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,5 = 1,29 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite ultimo)}$$

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,0 = 1,94 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite di danno)}$$

Copriferro: Cap. C.4.1.6.1.3 - TAB. C 4.1.IV

Per costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC), ambiente ordinario e $C > C_{min}$ si assume un copriferro c pari a: $c = 25 + 5$ (tolleranza) = 30 mm

Diametro massimo dell'aggregato:

Facendo riferimento al punto 11.2.1 delle NTC e dalla relativa Circolare esplicativa, e a quanto stabilito dagli Eurocodici, il diametro massimo dell'inerte deve essere tale che:

- $D_{max} < 1/4$ della dimensione minima dell'elemento strutturale per evitare di aumentare la eterogeneità del materiale: $D_{max} < 1/4 \times 250 \text{ mm} < 62 \text{ mm}$;
- $D_{max} < \text{dell'interferro (in mm)} - 5 \text{ mm}$ per evitare che l'aggregato più grosso ostruisca il flusso del calcestruzzo attraverso i ferri di armatura: $D_{max} < 80 - 5 < 75 \text{ mm}$;
- $D_{max} < 1,3$ dello spessore del copriferro per evitare che tra i casseri e l'armatura sia ostruito il passaggio del calcestruzzo: $D_{max} < 1,3 \times 30 \text{ cm} < 39 \text{ mm}$;
- SI RITIENE CONGRUO FISSARE UNA DIMENSIONE MASSIMA DEGLI INERTI PARI A 30 mm.

- **Acciaio per strutture in c.a. Fe B450 C (ex Fe b44K controllato)**

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE: (cap. 4.1.2.1.1.3)

Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$

- **Acciaio in profilati, barre e lamiera S 235 (ex Fe36) UNI EN 10025-2:**

f_{yk} (Resistenza caratteristica - tensione di snervamento); $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

CARATTERISTICHE PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 235 / 1,05 = 224 \text{ N/mm}^2 \text{ (cap. 4.3.3):}$$

a rifollamento: $\sigma < 2 \times f_{yd} = 2 \times 224 = 448 \text{ N/mm}^2$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls (cap. 4.1.2.1.1.3)

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = (2,25 \eta f_{ctk}) \text{ dove } \eta = 1,0 \text{ per barre di diametro } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\text{Risulta: } f_{bk} = 2,25 \times 1,0 \times 2,76 = 6,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Infine: } f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 6,21 / 1,50 = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

7. ELABORATI ALLEGATI

In allegato vengono riportati i seguenti elaborati:

- tabulato di calcolo della struttura in c.a. del corpo D1;
- tabulato di calcolo della struttura in c.a. del corpo D2;
- tabulato di calcolo della scala a struttura metallica - D3;
- elaborati grafici preliminari (carpenterie - scala minima 1:100).

Nel seguito della presente si riporta:

- Cap. 8 Analisi dei carichi;
- Cap. 9 Considerazioni sulle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo;
- Cap. 10 Calcolo dei solai in c.a.p.;
- Cap. 11 Considerazioni geotecniche;
- Cap. 12 Verifica dei collegamenti della scala metallica.

Nella successiva fase progettuale verranno predisposti i seguenti elaborati:

- relazione generale di cui al cap. 10 della normativa e relazione sui materiali;
- piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- test di validazione del software utilizzato per i calcoli strutturali;
- elaborati grafici con particolari costruttivi (piante scala 1:50, particolari esecutivi a scale adeguate).

Palermo, luglio 2015

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
ING. GIUSEPPE LETIZIA



8. ANALISI DEI CARICHI

In ottemperanza alle norme citate vanno assunti, in funzione dei materiali previsti, i seguenti pesi.

- Cls armato 25 KN/m³
- Muratura di tompagno 0,15 KN/m²

- **Orizzontamenti non praticabili (coperture):**
 - *Sovraccarico permanente:*
 - Massetto di sottofondo, guaina pavimentazione + carichi appesi 1.500 N/m²
 - *Sovraccarico variabile (DM tab. 3.1.II):*
 - Solai ispezionabili (CAT. H1) + massimo carico di neve: 500+500 = 1.000 N/m²

- **Orizzontamenti praticabili (solaio a quota +3,70 m):**
 - *Sovraccarico permanente zone senza gradoni:*
 - Guaina + pavimentazione + carichi appesi 1.000 N/m²
 - *Sovraccarico variabile (DM tab. 3.1.II):*
Si assume per il calcolo (CAT. C3): $q_k = 5.000 \text{ N/m}^2$

- **Orizzontamenti praticabili (solaio a quota +0,00 m soprafondazioni):**
 - *Sovraccarico permanente:*
 - Guaina + pavimentazione + carichi appesi 1.200 N/m²
 - Incidenza tramezzi 500 N/m²
 - *Sovraccarico variabile (DM tab. 3.1.II):*
Si assume per il calcolo (CAT. C1): $q_k = 3.000 \text{ N/m}^2$

- **Scala metallica:**
 - *Sovraccarico permanente zone senza gradoni:* 50 N/m²
 - *Sovraccarico variabile (DM tab. 3.1.II):*
Si assume per il calcolo (CAT. C3): $q_k = 5.000 \text{ N/m}^2$

- Tribune con posti fissi, percorsi pubblico, scale:
 - *Sovraccarico variabile (DM tab. 3.1.II):*
Si assume per il calcolo (CAT. C3): $q_k = 5.000 \text{ N/m}^2$

CARICO NEVE SULLE COPERTURE (PUNTO 3.4)

$$q_s = \mu_j \times q_{SK} \times C_E \times C_t \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{con}$$

q_s è il carico di neve sulla copertura

μ_j (coefficiente di forma della copertura - punto 3.4.5)

q_{SK} (valore di riferimento del carico di neve al suolo - punto 3.4.2)

C_E (Coefficiente di esposizione - punto 3.4.3)

C_t (Coefficiente termico - punto 3.4.4)

Essendo il comune in esame in Sicilia in **Zona III** e la quota del sito $a_s < 200 \text{ m}$ risulta: $q_{SK} = 600 \text{ N/m}^2$.

C_E (Coefficiente di esposizione - punto 3.4.3) si assume pari a 1,00

C_t (Coefficiente termico - punto 3.4.4) si assume pari a 1,00

Coefficiente di forma (Punto 3.4.5.1):

Nel caso di copertura del tipo piano ($\alpha = 0^\circ$): $\mu_1 = 0,80$

Per cui: $q_s = 0,80 \times 600 = 480 \text{ N/m}^2$;

Si assume: $q_s = 500 \text{ N/m}^2$.

DILATAZIONE TERMICA (PUNTO 3.5)

Con riferimento al cap. 3.5.5, tabella 3.5.II, si utilizzano come base le componenti:

$\Delta T_U = \pm 15^\circ$, relativa a strutture in c.a. e in c.a.p. esposte.

In relazione al comportamento delle strutture in presenza di variazioni termiche dell'ordine di quelle in esame, quale risulta da una consolidata esperienza, si può affermare che il regime di deformazione che si viene ad indurre trattandosi di fenomeni a lento decorso, che interessano l'intera massa strutturale, non rientra nel campo specificatamente elastico trattandosi di fenomeni extra elastici (quali il *fluage*) analoghi a quelli che comportano una riduzione del modulo di elasticità, che diminuiscono il valore assoluto delle deformazioni e quindi dello stato tensionale. Non si spiegherebbe fra l'altro come non si verifica il collasso di strutture con geometrie similari per le quali non sono state tenute in conto le variazioni termiche. Per evitare un sovradimensionamento degli effetti reali dovuti a tale fenomeno si può quindi operare riducendo il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo da utilizzare per il calcolo. Nel caso in argomento, consentendo il programma di calcolo di valutare separatamente gli effetti dei carichi e quelli delle variazioni termiche, ed essendo possibile ridurre il modulo di elasticità del calcestruzzo e dell'acciaio solo per gli effetti termici, si è ritenuto corretto, utilizzare un coefficiente riduttivo pari a 1/2.

9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare. Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcati rigidi, in funzione della reale presenza dei solai continui di impalcato. Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico e le procedure di verifica sono meglio descritte nel tabulato di calcolo allegato.

Il Software utilizzato è il 'FaTA-E', prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), concesso in licenza allo scrivente calcolista delle strutture, **Ing. GIUSEPPE LETIZIA**, con numero S/636 D/279.

'FaTA-E' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in c.a., in acciaio, in legno e in muratura. 'FaTA-E' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) il preprocessore: fase di InPut dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) il solutore: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) il post-processore: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

In particolare, si fa presente che, in accordo con l'Amministrazione committente, si è assunto di:

- impostare il calcolo adottando verifiche agli stati limite;
- assumere come vita nominale di progetto (punto 2.4.1) la cat. 2 corrispondente a ≥ 50 anni, trattandosi di opere infrastrutturali di importanza normale;
- assumere come classe d'uso (punto 2.4.2) la Classe III, in relazione alla previsione di affollamenti significativi;
- assumere come duttilità dei materiali il valore "B", basso (punto 7.2.1).
- adottare, per il suolo di fondazione, la categoria "B".

10. CALCOLO DEI SOLAI

GENERALITA'

Si tratta delle verifiche a stato limite dei solai latero-cementizi previsti con travetti in c.a.p..

I solai sono previsti del tipo prefabbricato latero-cementizi di altezza complessiva **H= 20 + 5 cm** quelli praticabili a quota 0,00 e a quota +3,70, di altezza complessiva **H= 16 + 5 cm** quelli di copertura.

Si adotteranno:

SOLAI: F1 con travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm (monotrave).

Il calcolo con il metodo semiprobabilistico agli stati limite si riduce al caso più gravoso che è quello agli **stati limite ultimi**:

$$F'_d = G_{\text{permanente strutturale}} \times 1,30 + G_{\text{permanente non strutturale}} \times 1,50 + Q_{\text{VAR1}} \times 1,50.$$

Per le verifiche si sono assunti, come riferimento, i travetti prodotti dalla ditta **Fauci Precompressi**, di cui si allegano le relative schede tecniche complete dei dati inerenti le caratteristiche di peso e fisico-meccaniche e dei risultati delle prestazioni allo S.L.U. in relazione al tipo di armatura dei travetti e al loro relativo valore di precompressione.

In relazione alle luci e ai carichi, sono stati identificati 5 tipi di solaio.

10.1 SOLAIO PRATICABILE sopra fondazioni TIPO **S1** - $L_{\text{max}} = 4,60 \text{ m}$ ($H = 20+5 \text{ cm}$)

Analisi dei carichi

- peso proprio solaio	3.200	N/m ²
- carico permanente	1.200	"
- incidenza tramezzi	500	"
- Sovraccarico CAT. C1:	<u>3.000</u>	"
Totale	Q =	<u>7.900 N/m²</u>

Verifica a flessione

Per determinare il tipo di travetto precompresso si assume lo schema di trave con vincoli di semincastro.

Per il carico uniformemente ripartito si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non s}} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.200 \times 1,30 + 1.700 \times 1,50 + 3.000 \times 1,50 = \\ = 11.210 \text{ N/m}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{\text{max}} = 1/12 q L^2 = 1/12 \times 11.210 \times 4,60^2 = 19.767 \text{ N m (1.977 KN cm)}$$

Con sovraccarico concentrato si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non s}} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.200 \times 1,30 + 1.700 \times 1,50 + 0 \times 1,50 = \\ = 6.710 \text{ N/m}$$

$$F''_d = Q''_1 \times 1,50 = n.2 \times 2.000 \text{ (concentrato su singolo travetto)} \times 1,50 = 6.000 \text{ N}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{\text{max}} = 1/12 q L^2 + 1/6 PL = 1/12 \times 6.710 \times 4,60^2 + 6.000 \times 4,60/6 = 16.432 \text{ N m} < 19.767 \text{ N m}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5 tipo 2

Momento massimo di servizio positivo S.L.U.: = 2.265 KN cm > 1.977 KN cm

Monconi aggiuntivi superiori all'appoggio:

Si prevede agli incastri una fascia piena per almeno 30 cm.

Per determinare l'armatura si assume lo schema di trave con vincoli di incastro.

Il massimo momento flettente negativo, si assume per travi continue:

Per il carico uniformemente ripartito per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 1/10 \times 11.210 \times 4,60^2 = 23.270 \text{ N m (2.327 KN cm)}$$

Con sovraccarico concentrato per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 + 1/8 P L = 1/10 \times 6.710 \times 4,60^2 + 6.000 \times 4,60/8 = 17.648 \text{ N m} < 23.270 \text{ N m}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5

In corrispondenza di momento massimo di servizio negativo di rottura riferito alla striscia di solaio di 1 m, per $M = 3.000 \text{ KN cm} > 2.327 \text{ KN cm}$ un'armatura di $3,84 \text{ cm}^2$

A cui si fanno corrispondere, in opera, per ogni travetto a passo 50 cm:

$$2 \phi 12 \text{ pari a } 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Taglio

All'incastro: $T_{\max} = q L / 2 = 11.210 \times 4,60/2 = 25.783 \text{ N (25,8 KN)}$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5

Taglio massimo di servizio V_{RDT} allo S.L.U.: $= 52,52 \text{ KN} > 25,8 \text{ KN}$

Verifica per sovraccarico verticale concentrato

La resistenza di calcolo a trazione (cap. 4.1.2.1.1.2) vale: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$$f_{ctk} = f_{ct\text{medio}} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2 \text{ (cap. 11.2.10.2)}$$

Il valore caratteristico corrispondente ai frattili 5% e 95% è assunto pari a $0,7 f_{ctm}$:

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,5 = 1,29 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite ultimo)}$$

La vigente normativa prescrive di applicare un carico concentrato su un'impronta pari a $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, di entità pari a:

$$Q_k = 2,0 \text{ KN (CAT. C1 - ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Tale valore non deve superare la resistenza R_k della caldana che vale:

$$R_k = 0,5 \times u \times h \times f_{ctd} = 0,5 \times (50 \times 4) \times 50 \times 1,29 = 6.450 \text{ N} > 2.000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.2 SOLAIO PRATICABILE sopra fondazioni TIPO S2 - $L_{\max} = 1,50 \text{ m}$ ($H = 20+5 \text{ cm}$)Verifica a flessione

Per il carico uniformemente ripartito si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

Come per il travetto S1: $F'_d = 11.210 \text{ N/m}$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{\max} = 1/12 q L^2 = 1/12 \times 11.210 \times 1,50^2 = 2.102 \text{ N m (210 KN cm)}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5 tipo 1

Momento massimo di servizio positivo S.L.U.: $= 1.561 \text{ KN cm} > 210 \text{ KN cm}$

Monconi aggiuntivi superiori all'appoggio:

Il massimo momento flettente negativo, si assume per travi continue:

Per il carico uniformemente ripartito per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 1/10 \times 11.210 \times 1,50^2 = 2.522 \text{ N m (252 KN cm)}$$

È sufficiente un'armatura minima pari a $1 \phi 10$ a travetto.

10.3 SOLAIO PRATICABILE al 1° impalcato - TIPO S3 - $L_{max} = 4,80 \text{ m}$ ($H = 20+5 \text{ cm}$)

Analisi dei carichi

- peso proprio solaio	3.200	N/m ²
- carico permanente	1.000	"
- Sovraccarico CAT. C3:	5.000	"
Totale	Q =	<u>9.200 N/m²</u>

Verifica a flessione

Per determinare il tipo di travetto precompresso si assume lo schema di trave con vincoli di semincastro.

Per il carico uniformemente ripartito si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non s}} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.200 \times 1,30 + 1.000 \times 1,50 + 5.000 \times 1,50 = 13.160 \text{ N/m}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{max} = 1/12 q L^2 = 1/12 \times 13.160 \times 4,80^2 = 25.267 \text{ N m} \quad (2.527 \text{ KN cm})$$

Con sovraccarico concentrato si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non s}} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.200 \times 1,30 + 1.000 \times 1,50 + 0 \times 1,50 = 5.660 \text{ N/m}$$

$$F''_d = Q'_1 \times 1,50 = n.2 \times 5.000 \text{ (concentrato su singolo travetto)} \times 1,50 = 15.000 \text{ N}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{max} = 1/12 q L^2 + 1/6 P L = 1/12 \times 5.660 \times 4,80^2 + 15.000 \times 4,80/6 = 22.867 \text{ N m} < 25.267 \text{ N m}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5 tipo 3

Momento massimo di servizio positivo S.L.U.: = 3.063 KN cm > 2.527 KN cm

Monconi aggiuntivi superiori all'appoggio:

Si prevede agli incastri una fascia piena per almeno 30 cm.

Per determinare l'armatura si assume lo schema di trave con vincoli di incastro.

Il massimo momento flettente negativo, si assume per travi continue:

Per il carico uniformemente ripartito per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{max} = 1/10 q L^2 = 1/10 \times 13.160 \times 4,80^2 = 30.320 \text{ N m} \quad (3.032 \text{ KN cm})$$

Con sovraccarico concentrato per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{max} = 1/10 q L^2 + 1/8 P L = 1/10 \times 5.660 \times 4,80^2 + 15.000 \times 4,80/8 = 22.040 \text{ N m} < 30.320 \text{ N m}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5

In corrispondenza di momento massimo di servizio negativo di rottura riferito alla striscia di solaio di 1 m, per $M = 3.500 \text{ KN cm} > 3.032 \text{ KN cm}$ un'armatura di $4,52 \text{ cm}^2$

A cui si fanno corrispondere, in opera, per ogni travetto a passo 50 cm:

$$2 \phi 12 \text{ pari a } 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ previsti.}$$

Taglio

$$\text{All'incastro: } T_{MAX} = q L / 2 = 13.160 \times 4,80/2 = 31.584 \text{ N} \quad (31,6 \text{ KN})$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 20+5

Taglio massimo di servizio V_{RDT} allo S.L.U.: = 52,52 KN > 31,6 KN

Verifica per sovraccarico verticale concentrato

La resistenza di calcolo a trazione (cap. 4.1.2.1.1.2) vale: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$$f_{ctk} = f_{ctmedio} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2 \text{ (cap. 11.2.10.2)}$$

Il valore caratteristico corrispondente ai frattili 5% e 95% è assunto pari a $0,7 f_{ctm}$:

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,5 = 1,29 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stato limite ultimo})$$

La vigente normativa prescrive di applicare un carico concentrato su un'impronta pari a 50 mm x 50 mm, di entità pari a:

$$Q_k = 5,0 \text{ KN} \quad (\text{CAT. C3 - ambienti suscettibili di affollamento})$$

Tale valore non deve superare la resistenza R_k della caldana che vale:

$$R_k = 0,5 \times u \times h \times f_{ctd} = 0,5 \times (50 \times 4) \times 50 \times 1,29 = 6.450 \text{ N} > 5.000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.4 SOLAIO PRATICABILE al 1° impalcato - TIPO **S4** - $L_{max} = 1,20 \text{ m}$ ($H = 20+5 \text{ cm}$)

In relazione alla modestissima luce si ritiene di potere prevedere:

Travetto 20+5 tipo 1

Armatura minima pari a 1 ϕ 10 a travetto.

10.5 SOLAIO NON PRATICABILE in copertura - TIPO **S5** - $L_{max} = 6,00 \text{ m}$ ($H = 16+5 \text{ cm}$)

Analisi dei carichi

- peso proprio solaio	3.000	N/m ²
- carico permanente	1.500	"
- Sovraccarico neve o ispezione (H1)	500	"
Totale	Q =	<u>5.000 N/m²</u>

Verifica a flessione

Per determinare il tipo di travetto precompresso si assume lo schema di trave con vincoli di semincastro.

Per il carico uniformemente ripartito si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non } s} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.000 \times 1,30 + 1.500 \times 1,50 + 500 \times 1,50 = 6.900 \text{ N/m}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{max} = 1/12 q L^2 = 1/12 \times 6.900 \times 6,00^2 = 20.700 \text{ N m} \quad (2.070 \text{ KN cm})$$

Con sovraccarico concentrato si ha: per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$F'_d = G_{ps} \times 1,30 + G_{p \text{ non } s} \times 1,50 + Q_1 \times 1,50 = 3.000 \times 1,30 + 1.500 \times 1,50 + 0 \times 1,50 = 6.150 \text{ N/m}$$

$$F''_d = Q''_1 \times 1,50 = n.2 \times 1.200 \text{ (concentrato su singolo travetto)} \times 1,50 = 3.600 \text{ N}$$

Il massimo momento flettente positivo, vale:

$$M_{max} = 1/12 q L^2 + 1/6 P L = 1/12 \times 6.150 \times 6,00^2 + 3.600 \times 6,00/6 = 22.050 \text{ N m} > 20.700 \text{ N m}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 16+5 tipo 4

Momento massimo di servizio positivo S.L.U.: = 3.134 KN cm > 2.205 KN cm

Monconi aggiuntivi superiori all'appoggio:

Per determinare l'armatura si assume lo schema di trave con vincoli di incastro.

Il massimo momento flettente negativo, si assume per travi continue:

Per il carico uniformemente ripartito per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 = 1/10 \times 6.900 \times 6,00^2 = 24.840 \text{ N m (2.484 KN cm)}$$

Con sovraccarico concentrato per una striscia di solaio larga 1 metro:

$$M_{\max} = 1/10 q L^2 + 1/8 P L = 1/10 \times 6.150 \times 6,00^2 + 3.600 \times 6,00/8 = 24.840 \text{ Nm} = 24.840 \text{ Nm}$$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 16+5

In corrispondenza di momento massimo di servizio negativo di rottura riferito alla striscia di solaio di 1 m, per $M = 2.512 \text{ KN cm} > 2.484 \text{ KN cm}$

Un'armatura di $3,83 \text{ cm}^2$

A cui si fanno corrispondere, in opera, per ogni travetto a passo 50 cm:

$$2 \phi 12 \text{ pari a } 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Taglio

All'incastro: $T_{\max} = q L / 2 = 6.900 \times 6,00/2 = 20.700 \text{ N (20,7 KN)}$

Con riferimento alla scheda allegata (solaio Fauci F1), si ha per Travetto 16+5

Taglio massimo di servizio V_{RDT} allo S.L.U.: $= 43,5 \text{ KN} > 20,7 \text{ KN}$

Verifica per sovraccarico verticale concentrato

La resistenza di calcolo a trazione (cap. 4.1.2.1.1.2) vale: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

$$f_{ctk} = f_{ct\text{medio}} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2 \text{ (cap. 11.2.10.2)}$$

Il valore caratteristico corrispondente ai frattili 5% e 95% è assunto pari a $0,7 f_{ctm}$:

$$f_{ctd} = 0,70 \times f_{ctk} / \gamma_c = 0,70 \times 2,76 / 1,5 = 1,29 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stato limite ultimo)}$$

La vigente normativa prescrive di applicare un carico concentrato su un'impronta pari a 50 mm x 50 mm, di entità pari a:

$$Q_k = 1,2 \text{ KN (CAT. H - coperture ispezionabili)}$$

Tale valore non deve superare la resistenza R_k della caldana che vale:

$$R_k = 0,5 \times u \times h \times f_{ctd} = 0,5 \times (50 \times 4) \times 50 \times 1,29 = 6.450 \text{ N} > 1.200 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

RIEPILOGO SOLAI

TIPO "S1" L_{MAX} = 4,60 m

SOLAI PRATICABILI altezza complessiva H= 20 + 5 cm **utilizzati sopra fondazioni, costituiti da:**

SOLAI F1 con singoli travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm.

- carico permanente	1.200	N/m ²
- incidenza tramezzi	500	N/m ²
- Sovraccarico	3.000	N/m ²

Travetto con armatura tipo 2

Monconi aggiuntivi superiori all'incastro per ogni travetto: 2 φ 12

Si prevede agli incastri una fascia piena per almeno 30 cm.

TIPO "S2" L_{MAX} = 1,50 m

SOLAI PRATICABILI altezza complessiva H= 20 + 5 cm **utilizzati sopra fondazioni, costituiti da:**

SOLAI F1 con singoli travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm.

- carico permanente	1.200	N/m ²
- incidenza tramezzi	500	N/m ²
- Sovraccarico	3.000	N/m ²

Travetto con armatura tipo 1

Monconi aggiuntivi superiori all'incastro per ogni travetto: 1 φ 10

TIPO "S3" L_{MAX} = 4,80 m

SOLAI PRATICABILI altezza complessiva H= 20 + 5 cm **utilizzati al 1° LIV., costituiti da:**

SOLAI F1 con singoli travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm.

- carico permanente	1.000	N/m ²
- Sovraccarico	5.000	N/m ²

Travetto con armatura tipo 3

Monconi aggiuntivi superiori all'incastro per ogni travetto: 2 φ 12

Si prevede agli incastri una fascia piena per almeno 30 cm.

TIPO "S4" L_{MAX} = 1,50 m

SOLAI PRATICABILI altezza complessiva H= 20 + 5 cm **utilizzati al 1° LIV., costituiti da:**

SOLAI F1 con singoli travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm.

- carico permanente	1.000	N/m ²
- Sovraccarico	5.000	N/m ²

Travetto con armatura tipo 1

Monconi aggiuntivi superiori all'incastro per ogni travetto: 1 φ 10

TIPO "S5" L_{MAX} = 6,00 m

SOLAI NON PRATICABILI altezza complessiva H=16+5 cm **utilizzati in copertura, costituiti da:**

SOLAI F1 con singoli travetti precompressi 9x12 cm a passo 50 cm.

- carico permanente	1.500	N/m ²
- Sovraccarico	500	N/m ²

Travetto con armatura tipo 4

Monconi aggiuntivi superiori all'incastro per ogni travetto: 2 φ 12

Si prevede agli incastri una fascia piena per almeno 30 cm.

SHEDE DEI SOLAI IN ELEMENTI

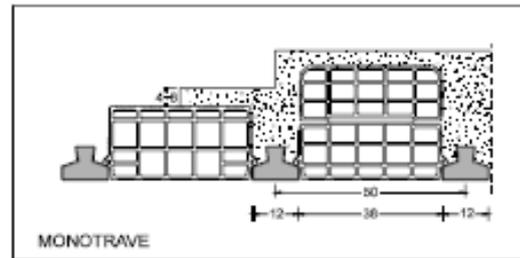
PREFABBRICATI IN C.A.P.

DITTA FAUCI S.R.L.

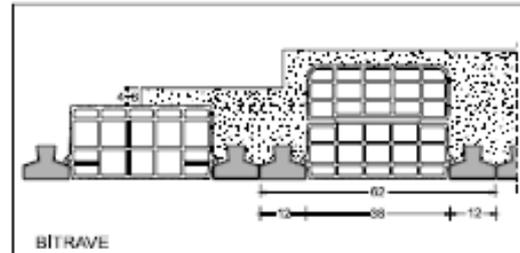
DESTINAZIONE DEL PRODOTTO

Costruzione rapida di orizzontamenti di solai costituiti da travetti in calcestruzzo armato precompresso e blocchi laterizi interposti.

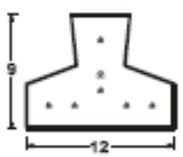
I Travetti 9x12 vengono prodotti in serie industriale, per pronta consegna, in lunghezza L multipla di 20 cm. a partire da m. 1,20 sino a m. 7,80. Le gamme dimensionali per i diversi tipi d'armatura sono riportate in tabella a fine pagina.

**DESCRIZIONE**

Travetti in calcestruzzo armato precompresso a fili aderenti aventi l'intradosso in granulato di laterizio.



MATERIALI	RESISTENZE CARATTERISTICHE N/mm ²
CALCESTRUZZO TRAVETTI	C45/55
ARMATURA TRAVETTI (acciaio stabilizzato a basso rilassamento)	$f_{yk} \geq 1900$
CALCESTRUZZO GETTO IN OPERA	C20/25
ARMATURA A MOMENTO NEGATIVO (Acciaio per cemento armato B450C)	$f_{yk} \geq 450$

CARATTERISTICHE TRAVETTI 9/12	1	2	3	4	5	6	N*	Contrassegno che individua il tipo di armatura
		0,24	0,36	0,48	0,60	0,81	0,93	$A_p = \text{cm}^2$
Poso KN/ml 0,18	-2,25	-5,61	-4,93	-4,29	-5,67	-9,70	$\sigma_{ps} \text{ N/mm}^2$	Precompressione al lembo superiore del travetto
Area sezione $B = 72 \text{ cm}^2$	-4,78	-5,38	-8,58	-11,78	-14,78	-14,62	$\sigma_{ps} \text{ N/mm}^2$	Precompressione al lembo inferiore del travetto
$a \leq L \leq b$	5,53	5,52	5,54	5,55	5,56	5,55	$X_i = \text{cm}$	Distanza baricentro sezione ideale dal lembo superiore
	435	445	447	449	449	450	$J_i = \text{cm}^4$	Momento d'inerzia baricentrico sezione ideale travetto
	1,2	3,8	4,8	5,8	6,4	--	a = m	Limiti infer. e super. delle lunghezze travetti disponibili per pronta consegna
	3,8	6,0	8,0	8,8	7,8	--	b = m	

F1	MONOTRAVE 9 x 12 INT. 50 cm										CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI SOLAI FINITI (valori riferiti al metro)							
	ALTEZZA SOLAIO	Colonnati	Peso solai in opera	PRESTAZIONI ALLO S.L.U. RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO							SEZIONE PARZIALIZZATA				SEZ. TUTTA REAGENTE			
				MOMENTI POSITIVI (KNcm)							TAGLIO	Dis. area neutro del fondo solai	Momento d'inerzia	Moduli elastici		Dis. area parafornice	Area sezione	Momento d'inerzia parafornice
				1	2	3	4	5	6	W ₁				W ₂	E _c			
H cm	U _m ²	P KN/m ²	Tipo armatura						V _{res} KN	X cm	J cm ⁴	W ₁ cm ³	W ₂ cm ³	X _c cm	A _c cm ²	I _c cm ⁴		
12	+4	55	2,20	910	1293	1769	2235	2836	3241	31,97	5,52	17493	1112	3171	7,59	1085	27067	
	+5	65	2,45	962	1401	1912	2415	3182	3521	34,25	5,78	20683	1229	3577	7,45	1185	32373	
	+6	75	2,70	1024	1509	2056	2595	3426	3821	36,54	6,05	24185	1349	3997	7,83	1285	38211	
16	+4	65	2,60	1199	1725	2344	2954	3913	4392	41,10	6,66	32059	1622	4813	8,36	1289	51403	
	+5	75	2,85	1271	1833	2467	3134	4156	4641	43,39	6,83	36902	1722	5360	9,29	1389	59749	
	+6	85	3,10	1344	1941	2631	3314	4399	4921	45,67	7,04	41409	1848	5880	9,82	1489	68691	
18	+4	71	2,75	1344	1841	2631	3314	4399	4921	45,67	7,21	41206	1857	5715	9,86	1338	66617	
	+5	81	3,00	1416	2049	2775	3494	4642	5200	47,95	7,33	46487	1978	6336	10,14	1438	76620	
	+6	91	3,25	1489	2157	2919	3674	4868	5490	50,24	7,51	51990	2102	6924	10,45	1538	87219	
20	+4	77	2,95	1489	2157	2919	3674	4868	5490	50,24	7,73	51616	2115	6873	10,75	1486	84235	
	+5	87	3,20	1561	2265	3063	3854	5126	5758	52,52	7,83	57688	2239	7366	11,00	1586	96053	
	+6	97	3,45	1633	2373	3207	4033	5370	6037	54,80	7,97	63900	2362	8000	11,28	1686	108484	
25	+4	89	3,40	1851	2599	3640	4573	6096	6873	61,65	8,94	83444	2773	9332	13,14	1826	149120	
	+5	99	3,65	1923	2807	3784	4754	6341	7152	63,94	8,98	91485	2900	10190	13,35	1726	162890	
	+6	109	3,90	1996	2915	3928	4934	6583	7430	66,22	9,05	99584	3025	11023	13,59	1826	180785	
30	+4	101	3,95	2214	3241	4361	5474	7312	8270	73,07	10,99	119485	3481	10875	15,49	1752	210949	
	+5	111	4,20	2286	3349	4505	5654	7554	8544	75,35	10,88	131196	3580	12285	15,63	1852	235153	
	+6	121	4,45	2359	3456	4650	5835	7797	8823	77,64	10,50	142386	3722	13584	15,80	1952	259844	
35	+4	114	4,40	2576	3784	5063	6376	8529	9809	84,49	12,32	165836	4138	13447	17,91	1953	307703	
	+5	124	4,65	2649	3892	5228	6556	8769	9937	86,77	11,91	180262	4279	15137	18,02	2053	339888	
	+6	134	4,90	2722	4001	5373	6737	9011	10216	89,06	11,54	194123	4428	16678	18,16	2153	372872	
40	+4	127	4,85	2940	4327	5807	7278	9749	11071	95,91	13,60	219772	4819	16185	20,38	2145	428485	
	+5	137	5,10	3012	4436	5961	7459	9984	11330	98,19	13,10	237554	4984	18134	20,45	2245	470189	
	+6	147	5,35	3085	4545	6096	7640	10227	11609	100,47	12,75	254229	5097	19943	20,56	2345	512207	
45	+4	139	5,25	3353	4871	6530	8182	10970	12474	107,32	14,83	281999	5501	19021	22,79	2362	574899	
	+5	149	5,50	3375	4880	6675	8362	11200	12727	109,61	14,25	303099	5652	21289	22,84	2462	626732	
	+6	159	5,75	3448	5088	6820	8543	11443	13003	111,89	13,82	322775	5788	23347	22,92	2562	679077	
LARGHEZZE RESISTENTI A TAGLIO (cm/ris)										PERIMETRO DI CONTATTO FRA TRAVETTI E GETTO (cm/ris)								
(b ₁)										(b ₂)								
24,00										36,20								

F1	MOMENTI NEGATIVI DI ROTTURA RIFERITI ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO (KNcm)																			
	MONOTRAVE 9x12			DIAMETRI OGNI 50 cm																
	8	10	8	10	10	12	10	12	14	12	12	14	14	14	16	16	18	18		
H cm	1,90	1,50	2,01	2,58	3,14	3,84	4,52	4,72	5,34	6,16	6,78	7,60	8,42	9,24	10,16	11,12	12,06	14,20	15,26	
12	+4	511	794	997	1254	1496	1790	2039	2113	2333	2696	2798	3033	3240	3410	3489	3559	3621	-	-
	+5	545	853	1073	1352	1616	1927	2212	2294	2537	2841	3057	3324	3562	3786	4034	4125	4200	-	-
	+6	585	913	1148	1450	1735	2074	2385	2474	2742	3077	3317	3615	3894	4139	4424	4597	4618	-	-
16	+4	662	1031	1300	1645	1973	2366	2731	2835	3150	3548	3638	4197	4538	4857	5190	5510	5591	5747	5820
	+5	699	1091	1375	1743	2091	2512	2904	3016	3355	3794	4095	4488	4890	5210	5567	5936	6202	6409	6502
	+6	737	1150	1451	1840	2210	2657	3076	3196	3559	4020	4354	4778	5182	5564	5976	6381	6713	7121	7229
18	+4	737	1150	1451	1840	2210	2657	3076	3196	3559	4020	4354	4778	5182	5564	5976	6381	6718	7013	7094
	+5	775	1210	1527	1935	2329	2805	3248	3376	3763	4255	4614	5069	5494	5917	6366	6789	7179	7492	7763
	+6	812	1269	1602	2034	2448	2946	3419	3555	3988	4492	4873	5360	5826	6271	6755	7212	7641	8045	8522
20	+4	812	1269	1602	2034	2448	2946	3419	3555	3988	4492	4873	5360	5826	6271	6755	7212	7641	8097	8498
	+5	849	1326	1678	2132	2596	3093	3591	3734	4172	4727	5133	5651	6148	6625	7145	7637	8103	8558	9241
	+6	887	1386	1753	2228	2695	3236	3762	3913	4374	4963	5392	5942	6470	6978	7538	8062	8564	9091	10011
25	+4	1000	1567	1979	2519	3040	3674	4275	4449	4982	5698	6170	6814	7438	8039	8703	9339	9947	11231	11813
	+5	1039	1626	2055	2616	3157	3816	4446	4638	5194	5901	6429	7105	7759	8392	9095	9794	10410	11774	12396
	+6	1076	1685	2131	2713	3276	3965	4616	4820	5385	6135	6688	7396	8081	8746	9481	10190	10871	12317	12980
30	+4	1190	1804	2358	3005	3630	4400	5130	5342	5920	6827	7445	8239	9004	9747	10588	11359	12118	13731	14470
	+5	1227	1823	2434	3102	3748	4544	5301	5520	6192	7081	7702	8529	9327	10101	10957	11764	12580	14274	15054
	+6	1265	1883	2506	3199	3866	4666	5471	5696	6385	7294	7940	8819	9649	10454	11346	12209	13041	14816	15638
35	+4	1376	2162	2736	3488	4221	5122	5862	6233	7000	7993	8730	9884	10815	11515	12515	13486	14425	16446	17389
	+5	1417	2221	2812	3585	4338	5296	6153	6411	7201	8226	8987	9973	10935	11668	12905	13911	14887	16991	17973
	+6	1454	2282	2888	3683	4457	5411	6284	6560	7380	8430	9244	10281	11254	12222	13295	14337	15347	17533	18557
40	+4	1567	2459	3114	3974	4811	5845	6833	7121	8007	9157	10013	11125	12213	13277	14483	15613	16733	19164	20206
	+5	1606	2519	3190	4072	4928	5966	7004	7300	8208	9390	10270	11413	12532	13629	14852	16039	17198	19707	20863
	+6	1644	2579	3267	4169	5040	6133	7173	7477	8411	9623	10526	11700	12852	13978	15243	16464	17656	20251	21476
45	+4	1757	2759	3483	4459	5461	6566	7682	8008	9013	10321	11294	12563	13807	15000	16402	17740	19240	21881	23228
	+5	1796	2817	3570	4557	5570	6700	7833	8167	9183	10553	11551	12849	14127	15380	16788	18165	19801	22423	23812
	+6	1834	2877	3645	4654	5688	6840	8023	8365	9400	10786	11806	13137	14445	15729	17174	18589	19963	22666	24095

ELEMENTI PROGETTUALI

Le prestazioni statiche sono calcolate, ai sensi del vigente D.M., secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I momenti di rottura positivi sono stati calcolati con il metodo delle tensioni/deformazioni in base ad una deformazione limite dell'acciaio preteso pari all'1% oltre la decompressione. I momenti di rottura negativi sono stati calcolati analogamente considerando un valore della deformazione limite pari al 3,5‰ per il calcestruzzo e 1‰ per l'acciaio.

Il valore del taglio ultimo V_{Rd1} è calcolato con $V_{Rd1} = \frac{l \cdot b_w}{S} \cdot f_{ctd}$ per la sezione non fessurata e con la

$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$ per la sezione fessurata per momento flettente, essendo b_w la larghezza effettiva resistente a taglio. I valori tabellati corrispondono al V_{Rd1} per il valore corrente di b_w . (E' possibile un superamento dei limiti così individuati attuando un arretramento dei blocchi, rispetto all'imposta, a seconda dei casi su una linea continua o secondo un andamento a greca).

Individuate le sollecitazioni esterne allo SLU, M_{sd} (positivo e negativo) e V_{sd} , il calcolo di progetto si riduce all'individuazione tabellare della soluzione per la quale sono rispettate contemporaneamente le tre condizioni $M_{sd}^+ \leq M_R^+$, $M_{sd}^- \leq M_R^-$ e $V_{sd} \leq V_{Rd1}$.

PENETRAZIONE DEI TRAVETTI SUGLI APPOGGI

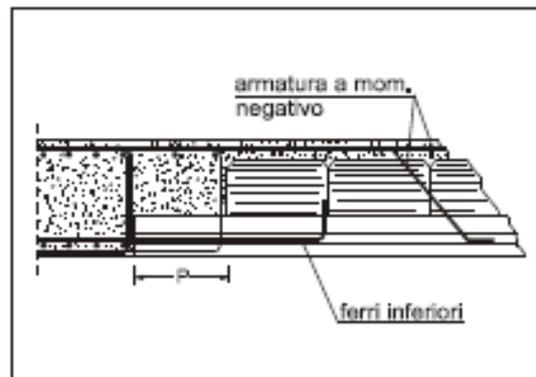
Nel caso di appoggio su murature o architravi sottosporgenti è sufficiente una penetrazione del travetto di 5 + 10 cm.

in presenza di appoggi complanari (travi in spessore o ali di architravi a T), la penetrazione P in cm. dovrà essere:

per solaio monotrave	$S \geq V$
per solaio bitrave	$S \geq V/1,4$

dove V è lo sforzo di taglio allo S.L.E. per combinazioni rare in KN/m.

E' fatto obbligo specie per le travi in spessore o ali di architravi a T, di disporre idonea armatura aggiuntiva inferiore (spezzoni o staffe) proporzionata per uno sforzo di trazione pari al taglio e adeguatamente ancorata.



RIPARTIZIONE TRASVERSALE

Per solai di luce superiore a 4,5 m., o in presenza di vani irregolari o quanto sia sensibile il comportamento a piastra, è consigliabile prevedere la realizzazione di una o più nervature di ripartizione, mediante impiego di blocchi ribassati. L'armatura di dette nervature deve essere costituita da almeno 4 \varnothing 10 e staffe \varnothing 6 poste a distanza non maggiore di 25 cm. Nella soletta collaborante va prevista un'armatura pari almeno a 4 \varnothing 6 al metro in direzione ortogonale ai travetti.

ROMPIRATTA PROVVISORI

L'interasse dei rompitratta non deve in nessun caso essere superiore a 2 metri. Anche per le piccole luci occorre sempre almeno un rompitratta intermedio. I ritzi devono essere sufficientemente rigidi e opportunamente controventati.

MANOVRA E POSA DEI TRAVETTI

In fase di sollevamento dei travetti la distanza per gli agganci non deve superare i 3 metri e gli sbalzi laterali i m. 1,25. I travetti vanno sempre manovrati con la suola rivolta verso il basso. Per un loro esatto distanziamento sul piano di posa, basterà disporre un blocco alle estremità di ogni interspazio.

MOMENTI NEGATIVI

L'armatura per i momenti negativi deve essere collocata al lembo superiore del solaio in modo che il suo ricoprimento risulti 1 cm.

GETTO DEL CONGLOMERATO

Il laterizio dovrà essere preventivamente bagnato ed il getto ben costipato e vibrato, in modo che il calcestruzzo aderisca con continuità alla superficie del travetto. Si useranno inerti ben assortiti con pezzature non superiori ai 15 mm. di diametro. Si consiglia il rapporto acqua/cemento intorno a 0,6. Durante la stagione calda occorrerà tenere la struttura sufficientemente bagnata durante il periodo di presa.

INTONACO ALL'INTRADOSSO

Si raccomanda l'opportunità di eseguire intonaci d'intradosso a gesso o a calce e non con legante cementizio e, comunque sia, con resistenza caratteristica a trazione non superiore a 1 N/mm² (10 kg/cm²).

11. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

11.1 GENERALITA'

L'area in cui è prevista la realizzazione dell'opera ha forma ad U in quanto i vari corpi di fabbrica si sviluppano su tre lati della piscina comunale scoperta esistente in Viale del fante, alle spalle della piscina comunale coperta.

Sono previsti **3 elementi strutturali opportunamente giuntati**.

Il sito in cui è prevista l'opera ricade, secondo la classificazione tradizionale, in zona sismica di 2° categoria.

Le coordinate del sito sono: long. 13° 20' 40"; lat. 38°09' 00".

11.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI

Si rimanda alla Relazione di calcolo. Le fondazioni, in relazione alle risultanze geologiche, sono previste, come già detto, del tipo diretto a platea nervata.

11.3 GEOTECNICA

Nei tabulati di calcolo strutturale allegati al progetto in argomento un capitolo specifico dal titolo "**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI**" riporta tutte le informazioni necessarie sull'argomento e, pertanto si rimanda ad esso per una visione completa ed esaustiva degli aspetti correlati.

Nel seguito si riportano, a titolo di riepilogo, le sollecitazioni massime al piano di sedime per i corpi di fabbrica esaminati.

Prima si riportano i concetti principali riportati al sopra menzionato capitolo 6 dei tabulati di calcolo.

Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione:

La categoria assunta per il suolo di fondazione per il sito in oggetto è: B

Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi.

L'interazione terreno struttura viene modellata applicando il modello di Winkler, il quale caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume cioè che:

$$p = k_v w$$

dove k_v è detta costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno e w è l'abbassamento della trave di fondazione tale da comprimere il terreno sottostante. Il valore di tale coefficiente k adottato nel lavoro in oggetto ($k_v = 12.00 \text{ daN/cm}^3$), con riferimento ai dati geologico-geotecnici forniti, è stato desunto da valori tabellati riportati in letteratura. Tale modello viene esteso anche alla componente orizzontale dello spostamento, utilizzando un valore della costante orizzontale pari a $k_o = 7.00 \text{ daN/cm}^3$. Le travi rovesce di fondazione vengono modellate utilizzando un elemento finito di tipo BEAM vincolato attraverso delle molle traslazionali e rotazionali diffuse atte a simulare l'interazione terreno-fondazione. In pratica viene aggiunto alla matrice di rigidità elastica dell'asta il contributo delle molle ripartite sulle facce della fondazione. I valori di tali contributi sono calcolate computando i coefficienti funzione delle aree di contatto terreno-fondazione. Tutti i calcoli sono effettuati sulla base di cinematismi unitari. Questo elemento finito possiede 12 gradi di libertà in quanto i due nodi di estremità hanno 6 gradi di libertà ciascuno: 3 alla traslazione e 3 alla rotazione. Le platee di fondazione vengono modellate utilizzando un elemento finito che segue sempre la giacitura di un piano. L'elemento lastra-piastra, nel seguito denominato guscio, possiede nel sistema di riferimento locale come in quello globale 6 gradi di libertà per nodo. L'elemento è computato sovrapponendo il comportamento lastra o membrana, che possiede 3 gradi di libertà per nodo (una coppia di spostamenti planari e un grado di libertà alla rotazione intorno ad un asse perpendicolare al piano medio), e il comportamento piastra, che possiede 3 gradi di libertà per nodo (uno spostamento perpendicolare al piano medio e una coppia di rotazioni ortogonali aventi assi sostegno paralleli al piano medio). La geometria dell'elemento finito SHELL può essere definita attraverso 3 o 4 nodi. La trattazione nei due casi è completamente diversa. L'elemento a 3 nodi viene usato per creare esclusivamente mesh di transizione nel caso di figure irregolari. La formulazione dell'elemento è basata sulla teoria di Mindlin-Reissner in cui viene considerato anche il contributo della deformazione dovuta al taglio risolvendolo secondo la formulazione isoparametrica. Tutte le caratteristiche sono calcolate attraverso l'integrazione numerica ai punti di Gauss secondo la regola 2x2 ed estrapolate ai nodi. Nel caso delle platee di fondazione, l'interazione viene modellata attraverso l'introduzione di molle distribuite sulla superficie dell'elemento che vengono automaticamente concentrate (rappresentative della propria area di influenza e calcolate attraverso l'integrazione di Gauss) e applicate ai nodi di estremità.

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite (SLU).

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa ed eseguite sono:

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo allegata;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 1, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici. TEORIA DI CALCOLO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il calcolo è stato effettuato seguendo la teoria di Brinch Hansen, la quale tiene conto:

- della forma della fondazione;
- della profondità del piano di posa della fondazione;
- dell'inclinazione del carico sulla fondazione;
- dell'eccentricità del carico;
- dell'inclinazione del piano di posa della fondazione;
- dell'inclinazione del piano di campagna;
- dell'effetto inerziale nella fondazione;
- dell'effetto cinematico del sottosuolo;

Il carico limite si ottiene dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot B' \cdot \gamma_2 \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot z_{\gamma} \cdot e_{\gamma} \cdot c + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q$$

Dove: $B' = B - 2 \cdot e_B$

B è il lato minore della fondazione.

e_B è l'eccentricità del carico lungo B .

D è la profondità del piano di posa della fondazione.

γ_1 è il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione.

γ_2 è il peso del terreno sotto il piano di posa della fondazione.

C è la coesione del terreno.

q è il carico uniformemente distribuito ai lati della fondazione.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:

- Per fondazioni superficiali (punto 6.4.2.1 del DM 14/01/2008)

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$ Combinazione 2: $A2 + M2 + R2$

Scelta del tipo di fondazioni.

In funzione dei risultati ottenuti dalla campagna di indagini eseguite e della tipologia strutturale adottata per i lavori in oggetto, si è proceduto alla scelta delle tipologie di fondazione superficiali per distribuire i carichi trasmessi dalla sovrastruttura al terreno di fondazione ripartendoli il più possibile in modo uniforme sul suolo di sedime delle fondazioni stesse. La scelta della profondità del piano di posa ha permesso il superamento del suolo vegetale, della zona soggetta a gelo-disgelo e variazioni stagionali di umidità. La profondità del piano di posa delle fondazioni risulta tale da prevenire fenomeni di erosione o scalfamento.

Le dimensioni strutturali delle opere di fondazione, le tipologie usate e la loro ubicazione risultano descritte nella prima parte della presente relazione e vengono meglio evidenziate negli elaborati grafici allegati.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) ed agli stati limite d'esercizio (SLE) indagati risultano tali da non limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza, la durabilità della struttura garantendo un grado di sicurezza ed un livello di prestazioni nel rispetto della normativa vigente in materia.

Ipotesi assunte ed analisi dei risultati nei riguardi del complesso terreno-opera di fondazione.

Tutte le analisi presentate si riferiscono studio del sottosuolo semplificando la situazione reale con criteri cautelativi, analizzando diverse possibili schematizzazioni ed adottando i risultati meno favorevoli mediante coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni e coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle resistenze caratteristiche. Le analisi delle elaborazioni eseguite permette di evidenziare livelli di sicurezza riportati nelle tabelle allegata nei tabulati. La caratterizzazione geologica da un lato, le caratteristiche dimensionali, strutturali e le configurazioni di carico dall'altro, hanno reso possibile effettuare valutazioni che hanno conto del comportamento complessivo delle strutture e delle interazioni terreno-fondazione.

Si rimanda alla Relazione Geologica-Tecnica redatta dal Dott. Geologo G. Vinti per prendere visione di ogni altra informazione relativa alla stratigrafia che caratterizza il suolo di fondazione.

I coefficienti di sicurezza per tutte le verifiche di resistenza eseguite sulle strutture di fondazione, sono riportate nella Relazione di Calcolo allegata.

Dalle verifiche eseguite su tutti gli elementi di fondazione risultano livelli di sicurezza accettabili e pertanto i lavori in oggetto si valutano realizzabili.

Per quanto sopra esposto, a seguito delle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte l'intervento in oggetto, nel rispetto delle disposizioni progettuali individuate, si ritiene perfettamente compatibile con le caratteristiche del sottosuolo ed attuabile nel rispetto delle Norme vigenti e delle esigenze della Committenza.

Si prescrive che in corso d'opera si debba riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale e che la sistemazione esterna dovrà evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.

Come già specificato nel capitolo 9, in merito alla scelta recente di realizzare fondazioni a platee nervate invece delle previste fondazioni a travi rovesce, si specifica che tale scelta dipende da una decisione assunta con il geologo per uniformare quanto più possibile le sollecitazioni sul piano di posa nell'eventualità di carichi differenziati nelle zone di accesso al pubblico evitando differenze sensibili degli assestamenti del piano di sedime.

Non dipendendo quindi la scelta da deficit di portanza fondale non si è ritenuto necessario, in questa fase, rimodulare le numerose modellazioni matematiche a causa della nuova scelta tipologica, consapevoli che i risultati riportati nei tabulati allegati e riepilogati nel seguito (già soddisfacenti) sono cautelativi e che i coefficienti di sicurezza effettivi risulteranno certamente maggiori.

11.4 SOLLECITAZIONI MASSIME AL PIANO DI SEDIME

Le sollecitazioni massime al piano di sedime, ricavate dal tabulato di calcolo, vengono riepilogate nel seguito sia per le travi, sia per le platee.

Per le travi, in particolare, qui si riportano soltanto le tensioni risultanti maggiori di 1,0 Kg/cm² (10 N/cm²).

Risultati di Calcolo.

Tensioni sul Terreno

I dati seguenti riportano i valori delle tensioni esercitate dalla fondazione sul terreno.

Asta/Piastra: numerazione interna dell'asta/piastra. X: distanza dal nodo iniziale misurata lungo l'asse dell'asta/piastra.

Tensioni (σ_T): valore della tensione dovuta alla pressione dell'asta/piastra di fondazione:

Comb: combinazione di appartenenza del valore considerato nell'inviluppo.

* valore massimo

** valore massimo A2.

CORPO "D1"

TRAVI

Tensioni Terreno											
				SLV		SLD		SLO	SLE		
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	A1	A2	A1	A2		Caratt.	Freq.	Q. Perm.
				σ_T [daN/cm ²]							
1	Fondazioni	1-2	0.00	1.72(2)	1.40(12)	1.23(12)	1.40(2)	1.23(2)	1.23(1)	1.04(3)	0.94(1)
			46.50	1.54(2)	1.25(12)	1.11(12)	1.25(2)	1.11(2)	1.11(1)	0.93(3)	0.87(1)
			93.00	1.36(2)	1.11(12)	0.99(12)	1.11(2)	0.98(2)	0.98(1)	0.83(3)	0.79(1)
2	Fondazioni	1-2	0.00	1.36(2)	1.11(2)	0.99(12)	1.11(2)	0.98(2)	0.98(1)	0.83(1)	0.79(1)
			46.50	1.21(2)	0.99(2)	0.88(12)	0.99(2)	0.87(2)	0.87(1)	0.74(1)	0.71(1)
			93.00	1.09(2)	0.89(2)	0.79(12)	0.89(2)	0.79(2)	0.79(1)	0.67(1)	0.65(1)
3	Fondazioni	1-2	0.00	1.09(2)	0.89(2)	0.79(2)	0.89(2)	0.79(2)	0.79(1)	0.67(1)	0.65(1)
			46.50	1.00(2)	0.82(2)	0.72(2)	0.82(2)	0.72(2)	0.72(1)	0.62(1)	0.60(1)
			93.00	0.94(2)	0.77(2)	0.68(2)	0.77(2)	0.68(2)	0.68(1)	0.59(1)	0.57(1)
6	Fondazioni	1-9	0.00	1.72(2)	1.40(2)	1.23(2)	1.40(2)	1.23(2)	1.23(1)	1.04(3)	0.94(1)
			34.33	1.64(2)	1.34(2)	1.18(2)	1.34(2)	1.18(2)	1.18(1)	0.99(3)	0.91(1)
			68.66	1.57(2)	1.28(2)	1.13(2)	1.28(2)	1.13(2)	1.13(1)	0.95(3)	0.88(1)
7	Fondazioni	1-9	0.00	1.57(2)	1.28(2)	1.13(2)	1.28(2)	1.13(2)	1.13(1)	0.95(3)	0.88(1)
			34.33	1.51(2)	1.23(2)	1.09(2)	1.23(2)	1.09(2)	1.09(1)	0.91(3)	0.85(1)
			68.66	1.44(2)	1.17(2)	1.04(2)	1.17(2)	1.04(2)	1.04(1)	0.86(3)	0.82(1)
8	Fondazioni	1-9	0.00	1.44(2)	1.17(2)	1.04(2)	1.17(2)	1.04(2)	1.04(1)	0.86(1)	0.82(1)
			34.33	1.37(2)	1.11(2)	0.99(2)	1.11(2)	0.99(2)	0.99(1)	0.82(1)	0.79(1)
			68.66	1.28(2)	1.04(2)	0.92(2)	1.04(2)	0.92(2)	0.92(1)	0.78(1)	0.75(1)
52	Fondazioni	7-8	0.00	1.03(2)	1.02(13)	0.87(13)	0.87(2)	0.80(13)	0.74(1)	0.60(3)	0.57(1)
			42.50	1.19(2)	1.16(13)	0.99(13)	0.99(2)	0.90(13)	0.84(1)	0.69(3)	0.64(1)
			85.00	1.36(2)	1.30(13)	1.11(13)	1.12(2)	1.01(13)	0.96(1)	0.78(3)	0.72(1)
59	Fondazioni	8-22	0.00	1.36(2)	1.30(2)	1.11(13)	1.12(2)	1.01(2)	0.96(1)	0.78(3)	0.72(1)
			50.00	1.19(2)	1.05(2)	0.91(13)	0.98(2)	0.85(2)	0.85(1)	0.69(3)	0.65(1)
			100.00	1.04(2)	0.86(2)	0.75(13)	0.86(2)	0.74(2)	0.74(1)	0.61(3)	0.58(1)
64	Fondazioni	8-22	0.00	1.07(2)	0.88(10)	0.76(10)	0.88(2)	0.76(10)	0.76(1)	0.62(3)	0.58(1)
			50.00	1.22(2)	1.07(10)	0.93(10)	1.01(2)	0.87(10)	0.87(1)	0.71(3)	0.65(1)
			100.00	1.39(2)	1.33(10)	1.13(10)	1.15(2)	1.02(10)	0.99(1)	0.80(3)	0.72(1)
65	Fondazioni	9-10	0.00	1.28(2)	1.04(2)	0.92(2)	1.04(2)	0.92(2)	0.92(1)	0.78(1)	0.75(1)
			48.56	1.11(2)	0.90(2)	0.80(2)	0.90(2)	0.80(2)	0.80(1)	0.68(1)	0.65(1)
			97.13	0.95(2)	0.77(2)	0.69(2)	0.77(2)	0.69(2)	0.69(1)	0.59(1)	0.56(1)
70	Fondazioni	9-39	0.00	1.28(3)	1.04(3)	0.92(3)	1.04(3)	0.92(3)	0.92(2)	0.78(1)	0.75(1)
			47.76	1.14(3)	0.93(3)	0.82(3)	0.93(3)	0.82(3)	0.82(2)	0.71(1)	0.68(1)
			95.52	1.03(3)	0.84(3)	0.74(3)	0.84(3)	0.74(3)	0.74(2)	0.63(1)	0.60(1)
171	Fondazioni	28-20	0.00	1.38(4)	1.35(10)	1.10(10)	1.14(4)	0.98(10)	0.97(3)	0.78(3)	0.63(1)
			34.33	1.26(4)	1.21(10)	1.00(10)	1.04(4)	0.90(10)	0.89(3)	0.72(3)	0.59(1)
			68.66	1.14(4)	1.08(10)	0.90(10)	0.94(4)	0.82(10)	0.81(3)	0.67(3)	0.56(1)
172	Fondazioni	28-20	0.00	1.14(4)	1.08(10)	0.90(10)	0.94(4)	0.82(4)	0.81(3)	0.67(3)	0.56(1)
			34.33	1.03(4)	0.95(10)	0.81(10)	0.85(4)	0.74(4)	0.74(3)	0.61(3)	0.53(1)
			68.66	0.93(4)	0.84(10)	0.72(10)	0.76(4)	0.67(4)	0.67(3)	0.56(3)	0.50(1)
179	Fondazioni	21-22	0.00	1.05(2)	1.05(10)	0.89(10)	0.89(2)	0.81(10)	0.75(1)	0.61(3)	0.58(1)
			42.50	1.21(2)	1.19(10)	1.00(10)	1.00(2)	0.91(10)	0.86(1)	0.70(3)	0.65(1)
			85.00	1.39(2)	1.33(10)	1.13(10)	1.15(2)	1.02(10)	0.99(1)	0.80(3)	0.72(1)
215	Fondazioni	27-28	0.00	1.12(4)	1.12(10)	0.93(10)	0.93(4)	0.84(10)	0.67(3)	0.60(3)	0.56(1)
			46.50	1.23(4)	1.23(10)	1.01(10)	1.01(4)	0.91(10)	0.80(3)	0.68(3)	0.59(1)
			93.00	1.38(4)	1.35(10)	1.10(10)	1.14(4)	0.98(10)	0.97(3)	0.78(3)	0.63(1)

Per le travi il valore massimo è risultato pari a 1,72 Kg/cm² (17,2 N/cm²) in corrispondenza delle travi 1-2 e 1-9.

PLATEE

Tensioni Terreno									
		SLV		SLD		SLO	SLE		
Piastra	Fili	A1	A2	A1	A2		Caratt.	Freq.	Q. Perm.
		σ_T [daN/cm ²]							
3	23, 24, 16, 15	0.94(4)	0.92(7)	0.77(7)	0.67(4)	0.72(7)	0.67(3)	0.60(3)	0.56(1)
4	24, 25, 17, 16	0.79(2)	0.76(11)	0.68(11)	0.57(11)	0.65(11)	0.57(1)	0.55(1)	0.55(1)
5	25, 26, 18, 17	0.72(2)	0.61(10)	0.56(10)	0.52(2)	0.54(10)	0.52(1)	0.49(1)	0.49(1)
6	26, 27, 19, 18	0.89(5)	0.85(10)	0.76(10)	0.64(10)	0.72(10)	0.64(4)	0.61(4)	0.59(1)
7	27, 28, 20, 19	1.40(4)	1.39(10)	1.15(10)	0.99(4)	1.03(10)	0.99(3)	0.83(3)	0.67(1)
8	15, 16, 10, 9, 39	1.28(2)	1.04(2)	0.95(12)	0.92(2)	0.93(12)	0.92(1)	0.86(1)	0.84(1)
9	16, 17, 11, 10	0.78(3)	0.64(15)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(2)	0.53(1)	0.52(1)
10	17, 18, 12, 11	0.79(3)	0.64(15)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(2)	0.53(1)	0.52(1)

11	18, 19, 13, 12	0.79(3)	0.64(15)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(3)	0.57(2)	0.53(1)	0.52(1)
12	19, 20, 14, 13	0.79(4)	0.68(10)	0.62(10)	0.57(4)	0.59(10)	0.57(3)	0.53(3)	0.51(1)
13	9, 10, 2, 1	1.75(4)	1.49(12)	1.33(12)	1.26(4)	1.26(4)	1.26(3)	1.14(3) *	1.05(1) *
14	10, 11, 3, 2	0.87(2)	0.72(15)	0.65(13)	0.62(2)	0.63(13)	0.62(1)	0.59(1)	0.58(1)
15	11, 12, 4, 3	0.87(2)	0.72(15)	0.65(13)	0.62(2)	0.64(13)	0.62(1)	0.59(1)	0.58(1)
16	12, 13, 5, 4	0.88(3)	0.72(3)	0.67(13)	0.63(3)	0.65(13)	0.63(2)	0.60(1)	0.59(1)
17	13, 14, 6, 5	0.88(3)	0.87(13)	0.75(13)	0.63(13)	0.70(13)	0.63(2)	0.60(1)	0.59(1)
18	20, 21, 7, 6, 14	0.89(4)	0.87(13)	0.75(13)	0.64(13)	0.70(13)	0.64(3)	0.59(3)	0.55(1)
19	21, 22, 8, 7	1.44(10)	1.44(10)	1.23(10)	1.00(10)	1.13(10)	1.00(3)	0.90(3)	0.82(1)

Per le platee il valore massimo è risultato pari a 1,75 Kg/cm² (17,5 N/cm²) in corrispondenza della platea 9-10-2-1.

RIASSUNTO RISULTATI VERIFICHE

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	Coeff. Sic Min	Coeff. Sic Max
Travi di fondazione	Capacita' Portante	1.35	11.66
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	15.54	-
Platee di fondazione	Capacita' Portante	1.55	12.53
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	8.86	-

CORPO "D2"

TRAVI

Tabella 1.1

Tensioni Terreno											
				SLV		SLD		SLO	SLE		
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	σ [daN/cm ²]	Caratt. σ [daN/cm ²]	Freq. σ [daN/cm ²]	Q. Perm. σ [daN/cm ²]				
1	Fondazioni	3-1	0.00	1.08(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.62(4)	0.49(1)
			45.00	1.08(5)	0.89(5)	0.77(5)	0.89(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.62(4)	0.48(1)
			90.00	1.08(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.61(4)	0.47(1)
2	Fondazioni	3-1	0.00	1.08(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.61(4)	0.47(1)
			45.00	1.06(5)	0.88(5)	0.75(5)	0.88(5)	0.75(5)	0.75(4)	0.60(4)	0.46(1)
			90.00	1.04(5)	0.86(5)	0.73(5)	0.86(5)	0.73(5)	0.73(4)	0.59(4)	0.45(1)
3	Fondazioni	3-1	0.00	1.04(5)	0.86(5)	0.73(5)	0.86(5)	0.73(5)	0.73(4)	0.59(4)	0.45(1)
			45.00	1.00(5)	0.83(5)	0.71(5)	0.83(5)	0.71(5)	0.71(4)	0.57(4)	0.44(1)
			90.00	0.95(5)	0.79(5)	0.67(5)	0.79(5)	0.67(5)	0.67(4)	0.55(4)	0.43(1)
18	Fondazioni	2-3	0.00	1.66(4)	1.39(4)	1.17(4)	1.39(4)	1.17(4)	1.17(3)	0.90(3)	0.63(1) *
			46.67	1.43(4)	1.18(4)	1.01(4)	1.18(4)	1.01(4)	1.01(3)	0.81(3)	0.62(1)
			93.33	1.22(4)	1.00(4)	0.87(4)	1.00(4)	0.87(4)	0.87(3)	0.73(3)	0.61(1)
19	Fondazioni	2-3	0.00	1.22(2)	1.00(13)	0.87(13)	1.00(13)	0.87(13)	0.87(1)	0.73(3)	0.61(1)
			46.67	1.04(2)	0.90(13)	0.77(13)	0.85(13)	0.75(13)	0.75(1)	0.67(3)	0.59(1)
			93.33	0.90(2)	0.87(13)	0.75(13)	0.75(13)	0.70(13)	0.66(1)	0.61(3)	0.58(1)
22	Fondazioni	2-3	0.00	0.99(5)	0.81(5)	0.71(5)	0.81(5)	0.71(5)	0.71(4)	0.62(4)	0.53(1)
			46.67	1.03(5)	0.84(5)	0.73(5)	0.84(5)	0.73(5)	0.73(4)	0.62(4)	0.52(1)
			93.33	1.05(5)	0.87(5)	0.75(5)	0.87(5)	0.75(5)	0.75(4)	0.63(4)	0.51(1)
23	Fondazioni	2-3	0.00	1.05(5)	0.87(5)	0.75(5)	0.87(5)	0.75(5)	0.75(4)	0.63(4)	0.51(1)
			46.67	1.07(5)	0.88(5)	0.76(5)	0.88(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.62(4)	0.50(1)
			93.33	1.08(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.89(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.62(4)	0.49(1)
24	Fondazioni	5-2	0.00	1.82(4) *	1.53(4) **	1.26(4)	1.53(4) **	1.26(4) *	1.26(3) *	0.90(3) *	0.55(1)
			48.00	1.67(4)	1.40(4)	1.16(4)	1.40(4)	1.16(4)	1.16(3)	0.85(3)	0.55(1)
			96.00	1.55(4)	1.29(4)	1.08(4)	1.29(4)	1.08(4)	1.08(3)	0.82(3)	0.56(1)
25	Fondazioni	5-2	0.00	1.55(4)	1.29(4)	1.08(4)	1.29(4)	1.08(4)	1.08(3)	0.82(3)	0.56(1)
			48.00	1.46(4)	1.22(4)	1.02(4)	1.22(4)	1.02(4)	1.02(3)	0.79(3)	0.57(1)
			96.00	1.40(4)	1.17(4)	0.99(4)	1.17(4)	0.99(4)	0.99(3)	0.78(3)	0.57(1)
26	Fondazioni	5-2	0.00	1.40(4)	1.17(4)	0.99(4)	1.17(4)	0.99(4)	0.99(3)	0.78(3)	0.57(1)
			48.00	1.38(4)	1.14(4)	0.97(4)	1.14(4)	0.97(4)	0.97(3)	0.77(3)	0.58(1)
			96.00	1.37(4)	1.14(4)	0.97(4)	1.14(4)	0.97(4)	0.97(3)	0.78(3)	0.59(1)
27	Fondazioni	5-2	0.00	1.37(4)	1.14(4)	0.97(4)	1.14(4)	0.97(4)	0.97(3)	0.78(3)	0.59(1)
			48.00	1.40(4)	1.16(4)	0.99(4)	1.16(4)	0.99(4)	0.99(3)	0.79(3)	0.60(1)
			96.00	1.46(4)	1.21(4)	1.03(4)	1.21(4)	1.03(4)	1.03(3)	0.82(3)	0.61(1)
28	Fondazioni	5-2	0.00	1.46(4)	1.21(4)	1.03(4)	1.21(4)	1.03(4)	1.03(3)	0.82(3)	0.61(1)
			48.00	1.55(4)	1.29(4)	1.09(4)	1.29(4)	1.09(4)	1.09(3)	0.85(3)	0.62(1)
			96.00	1.66(4)	1.39(4)	1.17(4)	1.39(4)	1.17(4)	1.17(3)	0.90(3)	0.63(1) *
37	Fondazioni	4-8	0.00	0.74(4)	0.61(4)	0.52(4)	0.61(4)	0.52(4)	0.52(3)	0.41(3)	0.31(1)
			48.00	0.92(4)	0.77(4)	0.64(4)	0.77(4)	0.64(4)	0.64(3)	0.47(3)	0.31(1)
			96.00	1.12(4)	0.95(4)	0.77(4)	0.95(4)	0.77(4)	0.77(3)	0.53(3)	0.30(1)
38	Fondazioni	4-8	0.00	1.12(4)	0.95(4)	0.77(4)	0.95(4)	0.77(4)	0.77(3)	0.53(3)	0.30(1)
			48.00	1.33(4)	1.13(4)	0.91(4)	1.13(4)	0.91(4)	0.91(3)	0.59(3)	0.27(1)
			96.00	1.53(4)	1.31(4)	1.03(4)	1.31(4)	1.03(4)	1.03(3)	0.63(3)	0.23(1)
39	Fondazioni	5-6	0.00	1.82(4) *	1.53(4) **	1.26(4)	1.53(4) **	1.26(4) *	1.26(3) *	0.90(3) *	0.55(1)
			46.67	1.57(4)	1.31(4)	1.09(4)	1.31(4)	1.09(4)	1.09(3)	0.81(3)	0.54(1)
			93.33	1.34(4)	1.12(4)	0.94(4)	1.12(4)	0.94(4)	0.94(3)	0.73(3)	0.53(1)
40	Fondazioni	5-6	0.00	1.34(4)	1.12(4)	0.94(4)	1.12(4)	0.94(4)	0.94(3)	0.73(3)	0.53(1)
			46.67	1.15(4)	0.95(4)	0.81(4)	0.95(4)	0.81(4)	0.81(3)	0.66(3)	0.52(1)
			93.33	0.98(4)	0.81(4)	0.70(4)	0.81(4)	0.70(4)	0.70(3)	0.60(3)	0.51(1)
45	Fondazioni	6-7	0.00	1.02(5)	0.85(5)	0.72(5)	0.85(5)	0.72(5)	0.72(4)	0.57(4)	0.44(1)
			45.00	1.05(5)	0.88(5)	0.74(5)	0.88(5)	0.74(5)	0.74(4)	0.58(4)	0.43(1)
			90.00	1.08(5)	0.90(5)	0.76(5)	0.90(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.59(4)	0.42(1)
46	Fondazioni	6-7	0.00	1.08(5)	0.90(5)	0.76(5)	0.90(5)	0.76(5)	0.76(4)	0.59(4)	0.42(1)

			45.00	1.10(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.59(4)	0.42(1)
			90.00	1.11(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.59(4)	0.41(1)
47	Fondazioni	6-7	0.00	1.11(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.59(4)	0.41(1)
			45.00	1.11(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.58(4)	0.40(1)
			90.00	1.10(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.58(4)	0.39(1)
48	Fondazioni	6-7	0.00	1.10(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.92(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.58(4)	0.39(1)
			45.00	1.08(5)	0.91(5)	0.75(5)	0.91(5)	0.75(5)	0.75(4)	0.56(4)	0.38(1)
			90.00	1.06(5)	0.89(5)	0.74(5)	0.89(5)	0.74(5)	0.74(4)	0.55(4)	0.37(1)
49	Fondazioni	6-7	0.00	1.06(5)	0.89(5)	0.74(5)	0.89(5)	0.74(5)	0.74(4)	0.55(4)	0.37(1)
			45.00	1.02(5)	0.86(5)	0.71(5)	0.86(5)	0.71(5)	0.71(4)	0.53(4)	0.36(1)
			90.00	0.98(5)	0.82(5)	0.68(5)	0.82(5)	0.68(5)	0.68(4)	0.52(4)	0.35(1)
55	Fondazioni	7-8	0.00	0.76(4)	0.64(4)	0.53(4)	0.64(4)	0.53(4)	0.53(3)	0.39(3)	0.27(1)
			49.00	0.92(4)	0.78(4)	0.63(4)	0.78(4)	0.63(4)	0.63(3)	0.44(3)	0.26(1)
			98.00	1.10(4)	0.94(4)	0.75(4)	0.94(4)	0.75(4)	0.75(3)	0.50(3)	0.25(1)
56	Fondazioni	7-8	0.00	1.10(4)	0.94(4)	0.75(4)	0.94(4)	0.75(4)	0.75(3)	0.50(3)	0.25(1)
			49.00	1.31(4)	1.12(4)	0.89(4)	1.12(4)	0.89(4)	0.89(3)	0.56(3)	0.24(1)
			98.00	1.53(4)	1.31(4)	1.03(4)	1.31(4)	1.03(4)	1.03(3)	0.63(3)	0.23(1)

Per le travi il valore massimo è risultato pari a 1,82 Kg/cm² (18,2 N/cm²) in corrispondenza delle travi 5-2 e 5-6.

PLATEE

		Tensioni Terreno						
		SLV		SLD		SLO	SLE	
		A1	A2	A1	A2		Caratt.	Freq.
Piastra	Fili	σ [daN/cm ²]						
1	5, 6, 3, 2	1.82(4) *	1.53(4)	1.26(4)	1.26(4) *	1.26(4) *	1.26(3) *	0.90(3) *
2	6, 7, 1, 3	1.11(5)	0.93(5)	0.77(5)	0.77(5)	0.77(5)	0.77(4)	0.62(4)
3	7, 8, 4, 1	1.53(4)	1.31(4)	1.03(4)	1.03(4)	1.03(4)	1.03(3)	0.63(3)

* valore massimo.

** valore massimo A2.

Per le platee il valore massimo è risultato pari a 1,82 Kg/cm² (18,2 N/cm²) in corrispondenza della platea 5-6-3-2.

RIASSUNTO RISULTATI VERIFICHE

ELEMENTO	Tipo verifica	S Min	S Max
Travi di fondazione	Capacità portante	1.48	8.88
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	74.47	
Platee di fondazione	Capacità Portante	1.75	8.41
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	17.85	

CORPO "D3" (Scala metallica)

PLATEE

		Tensioni Terreno						
		SLV		SLD		SLO	SLE	
		A1	A2	A1	A2		Caratt.	Freq.
Piastra	Fili	σ [daN/cm ²]						
1	10, 12, 4, 3	1.09(7)	1.09(7)	0.79(7)	0.76(7)	0.76(2)	0.76(1)	0.72(1)
2	10, 3, 1, 5	0.91(11)	0.91(11)	0.62(3)	0.62(3)	0.62(3)	0.62(2)	0.57(1)
3	1, 2, 7, 5	1.20(12) *	1.20(12) **	0.83(12) *	0.77(12) *	0.80(12) *	0.77(2) *	0.72(1) *
4	4, 2, 1, 3	1.07(12)	1.07(12)	0.80(12)	0.77(12)	0.77(12)	0.77(2)	0.72(1)

* valore massimo.

** valore massimo A2.

Il valore massimo è risultato pari a 1,20 Kg/cm² (12,0 N/cm²) in corrispondenza della platea 1-2-7-5.

Riassunto risultati verifiche:

ELEMENTO	Tipo verifica	S Min	S Max
Platee di fondazione	Capacità Portante	2.76	12.63
	Cedim. Diff. SLE Q. Perm.	10.91	13.73

12 COLLEGAMENTI DELLA SCALA METALLICA

12.1 COLLEGAMENTI INTERNI SALDATI

Il nodo maggiormente sollecitato al fine della verifica delle saldature risulta quello corrispondente al collegamento del cosciale UNP 180 nella piegatura in corrispondenza del tratto orizzontale del pianerottolo e in corrispondenza del collegamento col montante scatolare, con uno sforzo di taglio pari a circa 16 KN (1.600 Kg).

Lo sviluppo dei cordoni di saldatura è conseguenza della geometria delle strutture che determina minimo 2 cordoni di saldatura verticali di lunghezza pari a 18 cm ciascuno.

Per il calcolo di verifica delle saldature si fa riferimento, cautelativamente, al criterio semplificato, adottando l'espressione **4.2.76** riportata al punto **4.2.8.2.4** della normativa (D.M. 2008).

Secondo la norma, allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Definita con **a** l'altezza di gola, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad (4.2.76)$$

Dove:

- $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza;
- $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza che si assume:

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / \sqrt{(3\beta \gamma_{M2})} \quad \text{dove:}$$

- **a** è l'altezza di gola che si assume minimo **4 mm**;
- f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati, pari a 360 N/mm²;
- il coefficiente β è dato, in funzione del grado di acciaio:
 - $\beta = 0,80$ per acciaio S235; 0,85 per acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460;
 - Nel caso in argomento con uso di acciaio S235 si ha: $\beta = 0,80$
- $\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

Infine si ottiene:

$$F_{w,Rd} = 4 \times 360 / \sqrt{(3 \times 0,80 \times 1,25)} = 830 \text{ N / mm}$$

Si esegue nel seguito la verifica delle saldature del nodo considerato.

$$T = 16.000 \text{ N}$$

Sono previsti 2 cordoni di saldatura di lunghezza minima pari a 180 mm ciascuno.

Si valuta un valore minimo della forza resistente, pari a:

$$F_{w,Rd} = 830 \times 180 \times n.2 = 298.800 \text{ N}$$

Tale valore è di gran lunga superiore a quello della forza T agente al nodo.

12.2 COLLEGAMENTI DEI MONTANTI CON LA FONDAZIONE IN C.A.

Si tratta del collegamento dei montanti metallici scatolari con le travi di fondazione in c.a.. Il collegamento è previsto tramite una piastra metallica di dimensione 400x400x12 mm, presaldata alla colonna e bullonata a 4 tirafondi M20 preinghisati nel getto di cls per un affondamento di 50 cm o in alternativa inghisati in fori ϕ 22/24 mm sigillati con resina tixotropica bicomponente per incollaggio ferro-calcestruzzo;

Si riporta nel seguito uno stralcio del tabulato della modellazione con i risultati delle reazioni vincolari per involuppi SLV (più gravosi), per una più immediata comprensione dei risultati al piede.

Reazioni Vincolari

I dati seguenti riportano i valori delle reazioni vincolari relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Nodo : numerazione interna del nodo.

Reazioni : valore delle reazioni vincolari del nodo in ognuna delle sei direzioni:

Rx : forza reagente lungo X rispetto al sistema di riferimento globale.

Ry : forza reagente lungo Y rispetto al sistema di riferimento globale.

Rz : forza reagente lungo Z rispetto al sistema di riferimento globale.

Rfx : coppia reagente attorno all'asse X del sistema di riferimento globale.

Rfy : coppia reagente attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale.

Rfz : coppia reagente attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale.

Pos : valore positivo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'involuppo.

Neg : valore negativo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'involuppo.

Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell'involuppo.

Involuppi SLV

Tabella 1

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA - Struttura							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	897.55	322.30	5502.82	-482.91	-1247.33	-97.75
	Min	-900.85	-357.54	100.10	511.56	1265.77	92.07
2	Max	248.77	307.53	2985.49	-709.92	-537.97	-59.71
	Min	-252.24	-305.15	-1573.95	703.74	545.48	59.34
3	Max	385.52	1783.48	5658.84	-1474.92	-368.58	-107.37
	Min	-516.99	-1766.49	-305.96	1475.60	334.14	100.03
4	Max	1944.45	402.77	3384.28	-749.68	-518.41	-98.58
	Min	-1945.75	-402.79	-1949.61	745.41	639.62	100.23
5	Max	1020.07	249.01	3817.73	-315.61	-1430.02	-66.83
	Min	-956.11	-42.99	-774.68	167.65	1486.06	59.29
6	Max	245.23	259.07	2677.79	-647.66	-609.11	-58.09
	Min	-276.99	-258.83	-604.13	644.22	581.23	58.81
7	Max	643.69	1188.76	3636.10	-1206.73	-209.76	-65.87
	Min	-171.31	-1334.83	-769.13	1224.66	538.30	55.88
8	Max	857.30	364.65	2153.68	-732.21	-441.30	-126.68
	Min	-1090.53	-355.12	-121.72	736.71	709.93	129.53

Per la verifica a taglio le sollecitazioni più onerose, con riferimento alla sopra riportata tabella 1, sono quelle al nodo 4 con: Rx = 19,5 KN; Ry = 4,0 KN
Componendo in favore di sicurezza le azioni risulta: T = 19,9 KN

Per la verifica a trazione e sfilamento le sollecitazioni più onerose sono quelle al nodo 3.

- **Massimo momento: M = Rfx = 14,8 KN x m;**

- **N = Rz = -3,1 KN.**

VERIFICA DEI TIRAFONDI ϕ 20 A TAGLIO

Su ognuno degli 8 tirafondi si determina:

Uno sforzo di taglio pari a: $T_U = T/4 = 19.900/4 = 4.975$ N

La resistenza a taglio del tirafondo è pari a (Punto 4.2.8.1.2 "Collegamenti con perni"):

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{up} A / \gamma_{M2}, (4.2.69)$$

Dove:

f_{up} è la tensione a rottura del perno: **360 N/mm²**

A è l'area della sezione del perno; **220 mm²** (al netto della filettatura)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

RISULTA: $F_{v,Rd} = 0,6 \times 360 \times 220 / 1,25 = 38.016$ N > 4.975 N

Il coefficiente di sicurezza agg. vale: $\eta = F_{v,Rd} / T_{max} = 38.016 / 4.975 = 7,6$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA DI BASE IN CORRISPONDENZA DEL FORO DEL TIRAFONDO

La resistenza a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno/tirafondo è pari a:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

t è lo spessore dell'elemento piastra: 12 mm

d il diametro del perno: 20 mm

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato: 360 N/mm²

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

L'azione di rifollamento coincide con l'azione di taglio T_U prima determinata e pari a:

$T_U = 10.900$ N; RISULTA:

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 12 \times 20 \times 360 / 1,25 = 129.600 \text{ N} > 4.975 \text{ N}$$

Il coefficiente di sicurezza agg. vale: $\eta = F_{b,Rd} / T_{max} = 129.600 / 4.975 = 26$

Nella concezione delle connessioni con perni si deve anche aver cura di contenere le azioni flettenti.

La resistenza a flessione del perno è data da:

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno:

$W = \pi \times R^3 / 4$ con $R_{ridotto} = 8$ mm per tenere conto della filettatura.

$$W = \pi \times R^3 / 4 = \pi \times 8^3 / 4 = 400 \text{ mm}^3;$$

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio usato per il perno: 360 N/mm²

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

Per valutare la flessione nel perno, si assume che l'azione tagliante abbia rispetto alla sottostante platea in c.a. un braccio d pari a 1,5 cm. Pertanto il momento flettente teorico vale:

$$M_{max} = T_{max} \times d = 4.975 \times 15 = 74.625 \text{ N} \times \text{mm}$$

RISULTA: $M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 400 \times 360 / 1,25 = 172.800 \text{ N} \times \text{mm} > 74625 \text{ N} \times \text{mm}$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEL CLS IN CORRISPONDENZA DEL BULBO DEL PERNO

La resistenza a rifollamento del cls in corrispondenza del bulbo del tassello, può assumersi pari a:

$$F_{CLS,Rd} = 1,5 t d f_{yk_CLS} / \gamma_{M0}$$

Dove:

t è la profondità del perno/barra: 500 mm

d il diametro del bulbo del perno: 22 mm

f_{yk} è la tensione di rottura del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza 1,35:

$$f_{yk} = 25 / 1,35 = 18,5 \text{ N/mm}^2$$

γ_{M0} si assume pari a 1,25.

L'azione di rifollamento coincide con l'azione di taglio T_{max} prima determinata, pari a:

$T_{maxU} = 4.975$ N; RISULTA mediamente:

$$F_{CLS,Rd} = 1,5 t d f_{yk_CLS} / \gamma_{M0} = 1,5 \times 500 \times 22 \times 18,5 / 1,25 = 244.200 \text{ N} \gg 4.975 \text{ N}$$

VERIFICA DEI TIRAFONDI ϕ 20 A TRAZIONE E SFILAMENTO

Per la verifica a trazione e sfilamento le sollecitazioni più onerose sono, come detto, quelle al nodo 3.

- **Massimo momento: $M = Rfx = 14,8 \text{ KN x m}$;**
- **$N = Rz = -3,1 \text{ KN}$.**

Su ognuno dei 4 tirafondi si determina:

Uno sforzo di trazione pari a: $N_{TU} = N_T / 4 = -3.100 / 4 = -775 \text{ N}$

Inoltre, sulle coppie di tirafondi di estremità distanti $d=300 \text{ mm}$, si determinano anche azioni R^* di trazione e compressione per equilibrare il momento flettente agente alla base della colonna:

$R^* = \pm M / d = \pm 14.800.000 / 300 = \pm 49.333 \text{ N}$

E per ognuno dei 2 tirafondi: $R^*_U = R^* / 2 = \pm 49.333 / 2 = \pm 24.667 \text{ N}$

Il massimo sforzo R di trazione sul singolo tirafondo vale pertanto:

$R = -24.667 - 775 = 25.442 \text{ N}$

L'Acciaio utilizzato anche per i tirafondi è il tipo S235 ex Fe 360:

CARATTERISTICHE PER LE VERIFICHE A STATO LIMITE: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 235 / 1,05 = 224 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA BARRE FILETTATE ϕ 20

La resistenza a trazione della barra si assume:

$$F_{TR} = f_{yd} A / \gamma_{M2}$$

Dove:

f_{yp} è la tensione caratteristica: **224 N/mm²**

A è l'area della sezione del perno; **220 mm²** (al netto della filettatura)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Tabella 4.2.XII)

RISULTA: $F_{TR} = 224 \times 220 / 1,25 = 39.424 \text{ N} > 25.442 \text{ N}$

Il coefficiente di sicurezza aggiuntivo vale: $\eta = F_{TR} / R_{max} = 39.424 / 25.442 = 1,55$.

VERIFICA TENSIONI TANGENZIALI DI ADERENZA

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-clc (cap. 4.1.2.1.1.3) è stata determinata al Cap.6 della parte I:

$$f_{bd} = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in argomento di diametro 20 mm e tirafondo di profondità di 500 mm risulta una tensione resistente di aderenza pari a:

$F_{bd} = 4,14 \times 500 \times 20 \times 3,80 = 157.320 \text{ N} > 25.442 \text{ N}$

Il coefficiente di sicurezza aggiuntiva vale: $\eta = 157.320 / 25.442 = 6,2$

Non risulta necessario, a fronte di questo primo risultato, procedere con le altre verifiche.