

Ing. Ronzano Enrico
Via Vecchia di Monastero 14G-12084- Mondovì (CN)
Via Sottotorre 30 – 17056 - Cengio (SV)

Tel. +39.335.7631824
e.mail: eronzano@libero.it
p.e.c. enrico.ronzano1@ingpec.eu



INTERVENTI STRUTTURALI E GEOTECNICI VOLTI ALLA RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA PER STRUTTURA COMMERCIALE IN ALBISOLA SUPERIORE VIA DEI SEIRULLO 23/37

COMMITTENTE: ARIMONDO S.R.L. (CF 00397200080)

VIA AURELIA 136 - SAN BARTOLOMEO AL MARE (IM)

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

1	PREMESSA E LOCALIZZAZIONE INTERVENTO	1
2	MATERIALI	3
2.1	Acciaio per cemento armato.....	3
2.2	Calcestruzzo.....	3
2.3	Acciaio da carpenteria metallica	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO.....	4
4	NOTE DI CARATTERE GEOLOGICO.....	4
5	ANALISI DEI CARICHI	5
6	NOTE DI CARATTERE NORMATIVO	6
7	CALCOLO OPERE DI FONDAZIONE	10
7.1	Calcolo sollecitazioni e verifiche strutturali	10
7.2	Verifiche di tipo geotecniche	13
7.3	Verifica cedimenti.....	16
7.4	Conclusioni relative al dimensionamento delle fondazioni.....	17
8	CONCLUSIONI.....	18

allegati: fascicolo dei calcoli geotecnici;
fascicolo delle tavole preliminari;

1 PREMESSA E LOCALIZZAZIONE INTERVENTO

La presente relazione è relativa alle opere geotecniche da realizzarsi, in opera, per la costruzione di un solaio all'interno di un fabbricato esistente, avente struttura completamente indipendente, e destinata ad ospitare un parcheggio.

Si premette quanto segue.

La società committente è proprietaria di un immobile che risulta progettato al fine di ospitare una "stazione per bus" e - quindi - suscettibile di grandi affollamenti, caratterizzata - per il tratto oggetto della presente - da un unico piano terreno di circa 950 mq, oltre copertura; quest'ultima è caratterizzata da un'unica volta in CA, di luce complessiva pari a circa 28/30 ml, senza alcun pilastro intermedio. La struttura parrebbe confinata dai due lati dai limitrofi edifici e ciò è altresì suffragato dall'assenza di catene alla base della volta.

Tutto ciò premesso, in base al progetto architettonico, si intende realizzare, all'interno dell'area pocanzi descritta, un solaio, avente strutture principali e fondazioni completamente indipendenti con i restanti manufatti, di circa 500 mq volto ad ospitare un area di parcheggio per veicoli di peso a pieno carico inferiore a 3.000 daN.

Senza entrare nel merito di aspetti che, qualora venga conferito mandato al sottoscritto, verranno analizzati nelle sedi opportune, si vuole premettere ancora come - a livello prettamente preliminare - io ritenga l'intervento fattibile per i motivi che andrò a riportare a seguire.

In primo luogo la struttura esistente pare sana e non manifesta alcun sintomo di inadeguatezza strutturale o geotecnica; sono presenti alcune microcavillature ovvero segni di degrado che, tuttavia, non interessano le strutture ma i tamponamenti e le opere di finitura. Ovviamente si rimanda alle sedi opportune per una descrizione più esaustiva.

Come riportato nell'atto di acquisto dell'immobile l'edificio denominato "rimessa autobus ed officine" è stato progettato (ed accatastato) in origine come "E1" ovvero per ospitare un centro di smistamento degli autobus e come tale, manufatto che, oggi, definiremmo quantomeno di tipo "sensibile" a livello strutturale (in quanto oggetto e suscettibile di affollamenti significativi).

In attesa di approfondimenti a riguardo, si ritiene che non vi siano variazioni, oltretutto di carichi come vedremo a seguire, nemmeno in merito alla destinazione d'uso definita dalle NTC 08 (categoria III)

Si precisa altresì che nessun tipo di intervento verrà eseguito sulle strutture esistenti e che, come ben individuabile nelle tavole progettuali, la struttura adibita a parcheggio, sarà completamente indipendente dalle restanti sia a livello prettamente strutturale che fondazione.

Ne consegue che, lasciando eventuali osservazioni da tenersi nelle sedi opportune, la relazione geotecnica da realizzarsi si limiterà allo studio della porzione di nuovo inserimento, essendo chiaro come l'intervento stesso non interferisca con le fondazioni (e le strutture) esistenti.

Tutto ciò premesso si prevede la realizzazione di una struttura in CA a travi e pilastri (struttura a telaio) con soprastante solaio in CA (predalles con getto). A livello geotecnico si prevede - proprio al fine di ovviare il più possibile ad interferenze con i manufatti in essere - alla realizzazione di una platea superficiale costituita da un reticolo di travi "fittizie" ad armatura maggiorata ovvero ad una serie di "tratti" centrali ad armatura minore. Rimandando alle tavole preliminari per i dettagli, si osserva come attualmente sia presente in essere un pavimento in CA dello spessore di circa 20/25 cm con sottostante magro non armato, posato su materiale arido antropico dello spessore di circa 15/20 cm. Lo strato di terreno naturale, rimandando alla relazione geologica a firma del dott. Lionello BELMONTE per i dettagli, si trova a circa -50/-55 dall'attuale piano di pavimento finito.

La proposta progettuale è volta proprio a posare le fondazioni del manufatto a detta quota al fine di eliminare ogni qualsivoglia interferenza con i limitrofi fabbricati.

A completamento del quadro preliminare delle opere strutturali da realizzarsi, si osserva come verranno realizzate altresì una rampa carrabile di accesso al solaio di nuova realizzazione, ovvero un blocco scale/ascensore per permettere l'accesso dal solaio in realizzazione al sottostante punto vendita.

Rimandando alla relazione geologica per i dettagli e per la stratigrafia completa del sedime, si osserva come sia presente, al piano ipotetico di posa, un deposito consolidato di natura antropica e costituita da materiale granulare con le caratteristiche riportate a seguire.

- peso di volume: 1.85 t/mc
- angolo d'attrito: 32°
- coesione non drenata: 0.00 Kg/cmq.

Si consideri son d'ora come detto strato sia - per decenni- stato interessato dal transito di mezzi pesanti (oltretutto progettato per affollamenti significativi) e che risulti opportunamente compattato.

Si consideri altresì come la pavimentazione esistente - costituita da un battuto di cls - non abbia manifestato negli anni, il minimo cedimento o cavillatura segno di uno strato di fondo estremamente stabile.

A favore di sicurezza si eseguiranno le verifiche fondazioni sul terreno naturale (più scadente di quello definito pocanzi) di natura argillo-limiosa e le cui caratteristiche meccaniche sono riassumibili in:

- peso di volume: 1.90 t/mc

- angolo d'attrito: 27°
- coesione: 0.2 Kg/cm².

Il calcolo preliminare dell'intervento avverrà secondo le disposizioni del NTC (D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni"), impiegando il metodo dello stato limite ultimo.

2 MATERIALI

2.1 Acciaio per cemento armato

Si prevede l'impiego di acciaio B450C con le seguenti caratteristiche:

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

f_{yk}	450 N/mm ²
f_{tk}	540 N/mm ²

2.2 Calcestruzzo

Si prevede l'impiego di calcestruzzo di classe C32/40 XS1 (esposto alla salsedine ma non direttamente esposto) in accordo con la norma UNI 11104, con le caratteristiche definite dalla norma:

In sede di progetto si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad (11.2.1)$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [N/mm^2] \quad (11.2.2)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/5} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad (11.2.3a)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad (11.2.3b)$$

$$f_{ctk} = 1,2 f_{ctm} \quad (11.2.4)$$

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \quad [N/mm^2] \quad (11.2.5)$$

le cui caratteristiche principali sono le seguenti:

R_{ck} : 40N/mm²; f_{ck} =32N/mm²; E :333.458dN/mm²

2.3 Acciaio da carpenteria metallica

Qualora necessario, si preveda l'impiego acciaio da carpenteria metallica S235 con le caratteristiche tecniche minime riportate nella tabella.

Tensione di snervamento:

f_{yk} >2.350daN/cm²;

f_d >2.240daN/cm²

Modulo $E=2.100.000 \text{ daN/cm}^2$;

Se necessario verranno realizzate saldature continue di spessore $s > 0,8t$, con "t" pari al minore degli spessori dei profili coinvolti;

Si rimanda a quanto indicato nelle relazioni specifiche e nei paragrafi seguenti per i maggiori dettagli.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO

Legge 5 Novembre 1971 nr. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

D.M. 14 Novembre 1987 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in muratura e per il loro consolidamento" (impiegato per il progetto simulato)

D.M. 9 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"

D.M. 16 Gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"

D.M. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 617 del 2/2/2009 D.M. 14 gennaio 2008 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"

DGR Liguria del 23/10/2013 e s.m.i. - Prima individuazione degli interventi non soggetti all'autorizzazione sismica ai fini dell'avvio dei lavori di cui all'art.94 del d.p.r. n.380/2001;

DGR Liguria del 05/08/2016 e s.m.i. - L.R. 29/1983. Modifica dell'elenco degli interventi di cui all'art. 5 bis c.1 lett. a) e b) approvato

Il calcolo verrà effettuato con i metodi dello Stato limite ultimo.

4 NOTE DI CARATTERE GEOLOGICO

Rimandando alla relazione geologica a firma del dott. LIONELLO BELMONTE, oltreché alla presa visione diretta dello stato dei luoghi, si osserva come in sito sia presente, procedendo dall'alto verso il basso:

- una stratigrafia "importante" (15-25 cm) di pavimento in cls;
- uno strato di riporto estremamente compattato di terreno granulare di carattere antropico;
- uno strato a potenza variabile (da -1 sino al substrato roccioso presente oltre i 6/8 ml) di terreno a natura limo-argillosa;
- un substrato roccioso a profondità che non verrà interessato dal nostro intervento;

Si osserva ancora come la falda sia a non meno di 250 cm dal piano pavimento finito (e quindi questa non interessa il nostro intervento) ovvero come non vi sia il rischio di liquefacibilità del terreno.

Tutto ciò premesso, in base alle risultanze sperimentali, il terreno può essere caratterizzato come di categoria C ovvero avente indice topografico T1.

I parametri geo-meccanici che si adotteranno per le verifiche sono, cautelativamente, quelli dello strato limo-argilloso pari a:

- peso di volume: 1.90 t/mc

- angolo d'attrito: 27°
- coesione: 0.2 Kg/cmq.

Al fine di ovviare a possibili interferenze con le strutture limitrofe, si prevede la realizzazione di una platea continua e superficiale al fine di evitare possibili cedimenti differenziali del "blocco strutturale" che si andrà a creare ovvero al fine di limitare il più possibile (in termini di pressioni sul terreno di sedime) le interferenze con i limitrofi fabbricati.

5 ANALISI DEI CARICHI

La struttura che si intende realizzare sarà caratterizzata da:
un solaio costituito da predalles aventi fondello in cls (5 cm) oltre blocchi di alleggerimento 40x20 in polistirolo e soprastante getto di spessore 5 cm;
Complessivamente si considerino:

$$Q_{pp} = [(0,05+0,05) \cdot 2.500 + 15 + 3 \cdot 0,10 \cdot 0,20 \cdot 2.500] / 1,10 = 370 \text{ daN/mq};$$
$$Q_{perm} = Q_{controsoffitto} + Q_{pavimento+impermeabilizzazione} = 10 + 0,05 \cdot 2.200 = 110 \text{ daN/mq};$$

Ad essi si aggiungano i carichi accidentali che, normativamente, vengono ricollocati nella categoria G della tabella 3.1.II da cui:

$$Q_{acc} > 250 \text{ daN/mq} \Rightarrow Q_{acc} = 300 \text{ daN/mq}$$

Si consideri altresì un valore della sollecitazione da "urto" sul parapetto, definita per le autorimesse nella tabella 3.6.II delle NTC come:

$$F_x = 5.000 \text{ daN applicata a } 50 \text{ cm dal piano di marcia};$$

Per quanto concerne la fondazione della nuova struttura, questa sarà "caricata", in analogia al resto della pavimentazione:

$$Q_{pp, \text{pavimento}} = 0,10 \cdot 2.500 = 250 \text{ daN/mq};$$
$$Q_{acc(\text{cat D2})} = 500 \text{ daN/mq};$$

La struttura esistente - rimandando alle sedi opportune per i dettagli - che di fatto si identifica nella sola copertura, non subirà alcun intervento né di carattere strutturale né di carattere architettonico (se non interventi di manutenzione ordinaria quali il rifacimento delle impermeabilizzazioni ed altri interventi minori).

Tuttavia si considerino per completezza:

$$Q_{pp} \sim 400 \text{ daN/mq (stimato ed in attesa di saggi strutturali)}$$
$$Q_{perm} \sim 100 \text{ daN/mq};$$
$$Q_{acc(\text{cat.H1})} = 50 \text{ daN/mq};$$
$$Q_{neve} = 88 \text{ daN/mq};$$

come definito dalla 3.4.1, con:

$$\mu_1 = 0,8;$$

$$c_e = 1,1;$$

$$c_t = 1,0;$$

$$q_{sk} = 100 \text{ daN/mq (Savona Zona II, altimetria inferiore a } 200 \text{ m s.l.m)}$$

3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

$$Q_{vento} = 112,7 \text{ daN/mq; come da 3.3.2}$$

3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

e dove:

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 28^2 (28 \text{ m/sec} = v_{b\text{-Liguria}}) = 49 \text{ daN/mq}$$

$$c_e < 2,3;$$

$$c_p = 1 = c_d$$

Si osserva tuttavia come detti carichi rimangano IDENTICI sia nello stato di fatto che nello stato di progetto.

Infine si osserva come i carichi sul piano di calpestio allo stato di fatto siano notevolmente superiori a quelli nello stato di progetto.

Si osserva infatti come, allo stato dei fatti, risulti in essere :

- uno strato di cls di potenza media pari a 20 cm ($Q_{pp} = 500 \text{ daN/mq}$);
- un carico accidentale legato al traffico veicolare degli autobus ovvero al carico antropico, stimabile in non meno di $Q_{acc} = 600 \text{ daN/mq}$ (in riferimento alle disposizioni normative contenute nel par. 5.1.3.3.5 delle NTC08);

Ne consegue che, posto che i carichi di copertura sono rimasti invariati, i carichi sul calpestio del piano terra diminuiranno notevolmente.

6 NOTE DI CARATTERE NORMATIVO

Rimandando agli elaborati di denuncia per i dettagli si specifica quanto segue.

L'intervento conta, sostanzialmente, nella realizzazione di una nuova struttura completamente indipendente rispetto alle strutture esistenti. Questa, quindi, verrà interamente pensata e progettata secondo i dettami dell'attuale norma.

In merito alla struttura esistente - rimandando alle sedi opportune per i dettagli - si desidera segnalare quanto segue.

Premettendo come l'attuale proprietà sia in attesa di ricevere i disegni originali della struttura esistente, da quanto definito in sede di atto d'acquisto risulterebbe come l'opera, originariamente, sia stata pensata come definibile di categoria E1 ovvero "Stazioni per servizi di trasporto, terrestri, marittimi ed aerei" ovvero suscettibile di grandi affollamenti definibile, a livello sismico, come di categoria III (se non addirittura IV!).

A livello normativo, risulta, in tema "edifici esistenti", quanto segue:

8.2 CRITERI GENERALI

Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Nel caso di interventi non dichiaratamente strutturali (impiantistici, di redistribuzione degli spazi, ecc.) dovrà essere valutata la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Ciò detto la norma prevede tre tipologie di interventi su strutture esistenti:

- interventi volti all'adeguamento sismico;
- interventi volti al miglioramento sismico;
- interventi locali;

Detto che nel caso di specie nessun intervento, su strutture esistenti, verrà compiuto (la struttura di nuova realizzazione è completamente slegata dall'esistente), si osserva ancora come sia obbligo dettato dalla norma, di adeguamento sismico quanto si verifiche anche solo una delle condizioni definite.

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti invariato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

Nel caso di specie si osserva come sia piuttosto scontato come non si verifichi alcuna delle condizioni di cui ai punti a, b o d (l'ampliamento- infatti- è strutturalmente separato).

Per quanto concerne il punto c, si osserva come non sussista l'obbligo di adeguamento in quanto il cambio di destinazione d'uso (non di classe a meno di indicazioni differenti) non comporta alcun incremento dei carichi sulle fondazioni esistenti.

Tutto ciò premesso, appurato come l'intervento strutturale riguardi una "nuova" struttura e che sull'edificio esistente non sussista obbligo di adeguamento, ritengo corretto ed utile suggerire che la proprietà valuti, attraverso una idonea campagna di monitoraggi preliminari ovvero ad una valutazione analitica del problema vada a comprendere il comportamento sismico del fabbricato in essere.

Nello specifico la norma dice:

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

Detto che la struttura in essere non manifesta evidenti lacune strutturali o degrado (punto 1), errori di progetto (p.to 2), o interventi non strutturali tali da modificare il comportamento strutturale dell'edificio esistente (p.to 4), si osserva come - di fatto - il cambio di destinazione d'uso non comporti aumento dei carichi e (salvo diverse indicazioni) variazione della classe d'uso della struttura (punto 3).

Tuttavia ritengo corretto suggerire alla proprietà - ovviamente non in questa sede - di eseguire comunque una valutazione della sicurezza sulla struttura esistente, quantomeno, come consentito dalla norma laddove le "modifiche" riguardino porzioni limitate della struttura, per le porzioni oggetto di progetto architettonico (ovvero non estendendo le verifiche ai fabbricati limitrofi - condomini - ove non si interviene minimamente).

In base all'esito della verifica per la quale, ricordo, dovrà essere nominato un professionista non necessariamente analogo a colui che effettuerà il calcolo della nuova struttura, occorrerà che la proprietà faccia gli opportuni provvedimenti, come definito - anche in termini di responsabilità - dalla circolare esplicativa delle NTC; nello specifico si definisce:

È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.

Appurato - allo stato attuale - come la struttura non manifesti inidoneità improcrastinabili, è suggeribile a mio avviso eseguire una verifica sulle strutture esistenti volta alla definizione delle (eventuali) inadeguatezze ovvero definire in che modo incrementare i livelli di sicurezza del manufatto.

7 CALCOLO OPERE DI FONDAZIONE

Si procede in questo paragrafo al dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere di fondazione. Il calcolo e le verifiche geotecniche verranno eseguite in accordo con il DM 14/01/2008 e s.m.i., con particolare riferimento a quanto riportato nel par. 6.4.2.1, relativo alle fondazioni di tipo superficiale ed utilizzando le combinazioni di carico più sfavorevoli.

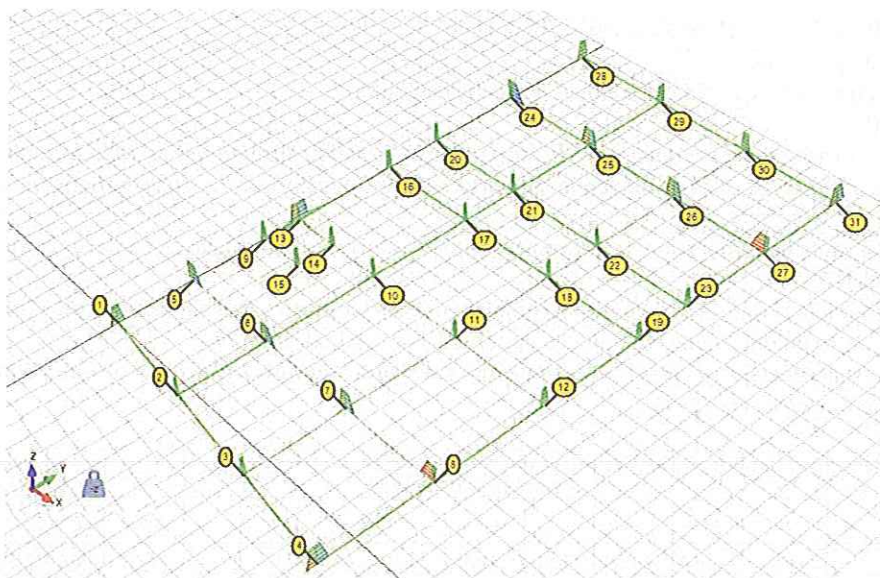
In particolare sono state effettuate le verifiche:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*

Per quest'ultima verifica si propone, in allegato, un calcolo preliminare, rimandando al calcolo esecutivo per i dettagli e le verifiche.

7.1 Calcolo sollecitazioni e verifiche strutturali

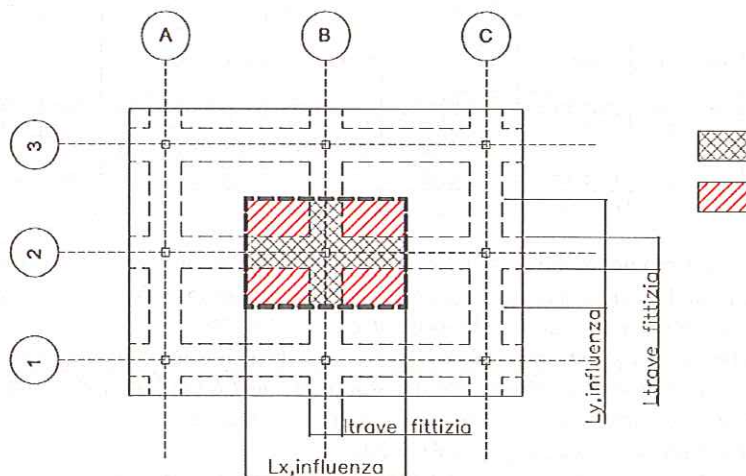
Al fine di poter procedere alla verifica preliminare di carattere geotecnica che, come più volte sottolineato, si riferirà alla sola parte nuova, si è proceduto alla modellazione agli elementi finiti del problema. Si rimanda al calcolo esecutivo per i dettagli e per la validazione del metodo riportando a seguire la sola schematizzazione dei nodi di calcolo



Una volta definiti i carichi e le caratteristiche del terreno, si riporta a seguire il calcolo e le relative verifiche degli elementi di fondazione, prevedendo la realizzazione di una platea continua, con la creazione - sulle direttrici interessate da pilastri - all'interno della platea stessa di trave "fittizie" ad armatura maggiorata.

Utilizzando le principali formulazioni definite in letteratura (si veda p.e. il testo *Fondazioni di Lancellotta Calavera*), si procederà alla definizioni delle sollecitazioni agenti, nel seguente modo.

Con riferimento allo schema grafico riportato



Si precisa che si ipotizzerà di inserire, all'interno della trave fittizia di fondazione (quadrettato grigio) non meno del 70% dell'armatura minima necessaria al fine di soddisfare le verifiche a momento flettente positivo e negativo ovvero non meno del 30% nella restante porzione (righttato rosso)

Si procede alla definizione della sollecitazione unitaria agente sul terreno per effetto dei carichi della sovrastruttura, del peso proprio della platea e dei carichi del piano terreno.

Specificatamente, definite le sollecitazioni ($M_{x/y}$, $T_{x/y}$ ed N) come l'involuppo delle massime sollecitazioni statiche e sismiche, si procede alla definizione della sollecitazione unitaria sul terreno, in base ai carichi unitari trasmessi dalla sovrastruttura (e di cui all'allegato) che risultano pari a:

$\sigma_{\text{terreno}} = N / (L_x \cdot \text{influ} * L_y \cdot \text{influ}) * (1 + 6e_x / L_x \cdot \text{influ} + 6 * e_y / L_y \cdot \text{influ})$ con
 $e_x = \sum M_x / N$ e $e_y = \sum M_y / N$;

ovvero, nei tratti interessati da solo sforzo normale, risultano:

$$\sigma_{\text{terreno}} = N / (L_x \cdot \text{influ} * L_y \cdot \text{influ})$$

In entrambi i casi - statico o dinamico - lo sforzo normale viene calcolato in base alle formule di cui al par. 2.5.3. degli NTC 08, combinando opportunamente i valori delle sollecitazioni verticali e/o orizzontali.

Le verifiche statiche sono state fatte impiegando l'approccio progettuale 2, come definito dal par. 6.4.2.1 degli NTC.

A titolo d'esempio si riporta la definizione completa del calcolo statico dell'allineamento 6

Trattasi di tratto di fondazione continuo che interessa i nodi 24, 25, 26 e 27

Definite le sollecitazioni (N , M_x , M_y) desunte dal calcolatore ovvero i carichi agenti al piano terreno (leggasi par. 5) ovvero G_{platea} e Q_{platea}

NODI	CARICO SLU (INVILUPPO)									Area Infl		Area pres	
	N	M_x	M_y	G_{platea}	Q_{platea}	e_x	e_y			Nmax	Lx		Ly
	(daN)	(daNm)	(daNm)	(daN)	(daN)	(cm)	(cm)			(daN)	(m)		(m)
ALL,6													
24	28.219,9	483	8.241	24.619	11.363	1	13	comp	comp	64.201	5,05	3,00	15,15
25	41.969,2	360	5.771	42.673	19.695	0	6	comp	comp	104.337	5,05	5,20	26,26
26	41.983,4	439	6.062	45.134	20.831	0	6	comp	comp	107.949	5,05	5,50	27,78
27	28.240,9	749	8.024	24.619	11.363	1	12	comp	comp	64.222	5,05	3,00	15,15

si definiscono le due dimensioni dell'area di influenza (L_x e L_y) ovvero l'area ($A = L_x * L_y$) da cui, in base alle formule pocanzi descritte, si definisce il carico massimo puntuale agente sul terreno, il carico medio sulla trave (definito come la media dei carichi unitari dei nodi limitrofi a quello in oggetto) ovvero il carico distribuito sulla travata (definito come il prodotto tra la sollecitazione media e L_x)

Tens su terr	Tens di prog	Carico su trave	Mom. Mezz.	Mom. App.	L_{prog}	H	H'
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm)	(daNcm)	(daNcm)	(m)	(cm)	(cm)
0,54	0,48	242,57	1.165.007	2.370.654	4,10	30	26
0,42	0,42	211,76	968.045	1.969.859	4,00	30	26
0,41	0,48	239,89	1.096.633	2.231.521	4,00	30	26
0,54							

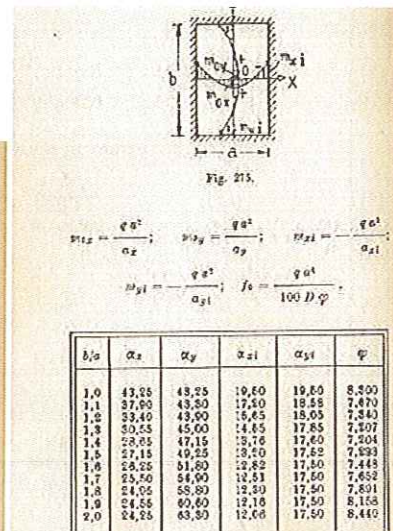
Definita la luce di calcolo di progetto, l'altezza e l'altezza utile della fondazione (30 e 26 cm) si procede al calcolo del momento flettente in mezzeria (che comporta la definizione dell'armatura sul lato superiore) e del momento in appoggio (armatura inferiore) oltre che del taglio.

Visto il comportamento a piastra della platea, in base alle usuali formule della scienza delle costruzioni (di cui si riporta uno stralcio a seguire, tratto dal prontuario dei CA del Santarella), visto il rapporto tra le campate - a favore di sicurezza indicato costante e pari a 1,1 - risulta:

$$M_{\text{max,campata}} = +ql^2 / 37,60 \Rightarrow 35; M_{\text{max,appoggio}} = -ql^2 / 17,20;$$

Si consideri altresì il taglio come - definito dallo schema della trave continua - come $T_{\text{max}} = 1,25 * ql / 2$.

α_x	α_y	α_{xi}	α_{yi}	φ
43,26	48,25	19,60	19,60	8,300
37,00	43,30	17,20	18,58	7,670
33,40	43,00	15,65	18,05	7,340
30,55	45,00	14,65	17,85	7,207
28,05	47,15	13,76	17,60	7,204
27,15	49,25	13,20	17,62	7,299
26,25	51,80	12,82	17,60	7,448
25,50	54,00	12,51	17,50	7,652
24,95	58,80	12,30	17,50	7,801
24,66	60,60	12,16	17,50	8,158
24,25	63,30	12,06	17,50	8,440



In base alle luci di calcolo - intese come la luce netta tra due successive travate fittizie di fondazione - si procede quindi alla definizione delle sollecitazioni M e T che, specificatamente risultano:

Mom. Mezz.	Mom. App.	T = 1,25ql/2
(daNcm)	(daNcm)	(daN)
1.165.007	2.370.654	62.157
968.045	1.969.859	52.940
1.096.633	2.231.521	59.972

Ciò definito, quindi si procede con le verifiche strutturali vere e proprie della platea, facendo in modo che almeno il 70% dell'armatura, ricada all'interno della travata fittizia ovvero si procede alle verifiche a taglio e punzonamento.

Si rimanda al calcolo esecutivo per i dettagli, osservando come in allegato sia presente un solo predimensionamento.

7.2 Verifiche di tipo geotecniche

Sulla base dei carichi ponzanti definiti, si procede quindi alle verifiche geotecniche utilizzando l'approccio progettuale 2.

In base alle usuali formule della scienza della costruzioni ovvero la geotecnica, risulta che la capacità portante limite è pari a:

CAPACITA' PORTANTE						
ϕ	γ	c			B	
(°)	(rad)	(kg/mc)	(KPa)	(daN/cm ²)	(m)	
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	2,50	
parametri ridotti per effetto dell'approccio2 (A1,M1,R3)						
ϕ	γ	c			K _a	K _p
(°)	(rad)	(kg/mc)	(KPa)	(daN/cm ²)	(-)	(-)
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	0,3751	2,6663
parametri terzaghi						
N _γ	N _c	N _q	q'	h	q _{limite}	
(-)	(-)	(-)	(daN/cm ²)	(m)	(daN/cm ²)	
4,99	11,97	7,11	0,09	0,5	3,0217	
verifica in condizioni statiche						
q _{real,STATICO}	q _{limite}		F _s			
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)		(-)			
0,66	3,02		4,55	ok		

$$q_{limite}=0,5\gamma'BN_{\gamma}+c'N_c+q'N_q$$

con:

$$N_{\gamma}=0,5*(K_p/K_a-1)/(K_a)^{0,5}=4,99; N_c=2/K_a*[(K_a)^{0,5}+(K_p)^{0,5}]=11,97; N_q=K_p^2=7,11$$

$$\text{e dove } K_a=\tan^2(45-\phi/2)=0,3751 \text{ e } K_p=1/K_a=2,665$$

Si osservi ancora come q', per effetto dell'approfondimento del piano di posa della fondazione di circa 50 cm (a favore di sicurezza), risulta pari a 0,09 daN/cm²

Dalle formule riportate ed ipotizzando la larghezza di influenza minima definita in precedenza (250cm) risulta, i condizioni statiche:

$$q_{limite}=3,02\text{daN/cm}^2 \text{ da cui, vista la sollecitazione massima pari a } 0,66, \text{ risulta:}$$

$$\text{fattore di sicurezza} = F_s=3,02/0,66=4,55 > 2,3 (=R3 \text{ nell'approccio utilizzato}) \Rightarrow \text{OK}$$

Per quanto riguarda l'azione sismica, l'approccio pseudostatico, in base al par. C7.11.5.3.1 (circolare esplicativa) suggerisce l'approccio 1 secondo la combinazione 2 (ovvero con i carichi consegnatimi), in cui la capacità portante limite è ridotta per effetto dei coefficienti inerziale e cinetico (K_i e K_k).

Il primo, definito come il rapporto tra azione orizzontale e verticale (come da indicazione di Vesic), entra nella definizione di tutti i coefficienti (N_γ, N_c, N_q), mentre il secondo (definito dal par. 7.11.3.5.2) entra nella sola definizione del N_γ.

$$\text{Nello specifico, viste le sollecitazioni massime sismiche definite risulta: } \max [T_{sismica}/(N_{sismica}+N_{fondazione})]=0,076$$

$$\text{con } T_{max}=(T_x^2+T_y^2)^{0,5}=42.585 \text{ daN e } R_{z,min}=559.982 \text{ daN da cui } 0,076=42.585/559.982$$

Ciò definito - visti i parametri sismici del sito, risulta:

$$K_i=0,92; \text{ ovvero } K_k=0,97 \text{ definito}$$

$$\beta=0,24; S_s*S_t*a/g=1,0*0,122=0,122\text{m/sec}^2 \text{ da cui}$$

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.3)$$

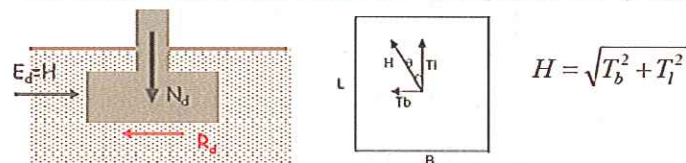
$$k_k=1-0,03=0,97$$

$$\text{ovvero } q_{limite,sismica}=1,49 \text{ daN/cm}^2 \text{ a fronte della massima sollecitazione sismica pari a } 0,66 \text{ daN/cm}^2$$

CAPACITA' PORTANTE						
(°)	(rad)	(kg/mc)	(KPa)	(daN/cm ²)	B	
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	2,50	
parametri ridotti per effetto dell'approccio1 (A2,M2,R2)						
(°)	(rad)	(kg/mc)	(KPa)	(daN/cm ²)	Ka	Kp
20,77	0,36	1.900,00	146,00	0,071428571	0,4758	2,1016
parametri terzagli						
N _γ	N _c	N _q	q'	h	q _{limite}	
(-)	(-)	(-)	(daN/cm ²)	(m)	(daN/cm ²)	
2,48	8,99	4,42	0,09	0,5	1,6281	
verifica in condizioni sismiche						
K _{hi}	K _{hk}	β	Ss*St	ag		
(-)	(-)	(-)	(-)	(m/sec ²)		
0,92	0,97	0,24	1	0,122		
parametri terzagli modificati						
N _γ	N _c	N _q	q'			q _{limite}
(-)	(-)	(-)	(daN/cm ²)			(daN/cm ²)
2,22	8,31	4,08	0,09			1,4883
q _{real}	q _{limite}	Fs				
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(-)				
0,66	1,49	2,26	ok			

Per quanto concerne lo scorrimento del piano di posa, trascurando a favore di sicurezza la componente (stabilizzante) dettata dalla spinta passiva ovvero considerando come dettato dalle formule presenti in bibliografia i soli contributi legati all'angolo d'attrito ed alla coesione, risulta:

Verifica allo scorrimento sul piano di posa



$$E_d = H \leq R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left[\frac{c'_k}{\gamma_c} \cdot B^* \cdot L^* + N_d \cdot \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right]$$

Rimandando all'allegato per i dettagli si osserva come la combinazione più sfavorevole sia la nr. 2 dell'approccio 1.

Nello specifico, applicando i carichi come da coefficienti A2 ovvero annullando i carichi variabili e considerando il solo peso proprio ed i carichi permanenti della fondazione - ipotesi in questo caso a favore di sicurezza in quanto sto trascurando anche il peso proprio della sovrastruttura - risulta:

N_{sism}=501 ton (quasi permanente)

a fronte di una sollecitazione tagliante - ricavata dal calcolo della sovrastruttura - pari a 42,6 ton ton e calcolata come:

$$T_{max} = (T_x^2 + T_y^2)^{0,5};$$

VERIFICA SCORRIMENTO globale					
ΣN (daN)	ΣT (daN)	$\tan(0,5\phi)'$ (-)	$\Sigma Tres$ (daN)	F_s (-)	
501.348,00	42.585,54	0,18	91.827,82	2,16	ok

Riducendo opportunamente in base ai coefficienti M2 (1,25 per la $\tan \phi'$ e 1,4 per c), risulta:

$$\phi'_{ridotto}=21^\circ; C_{ridotto}=0,08\text{daN/cm}^2$$

considerando l'attrito fondazione terreno pari a $0,5\phi'_{ridotto}$

da cui la sollecitazione resistente è pari a:

$V_{res}=91,7\text{ton} > 42,6 \text{ daN} \Rightarrow F_s=2,16 > 1,10 \Rightarrow$ la verifica è soddisfatta (si rimanda all'allegato per i dettagli).

Si precisa altresì che detta verifica è stata fatta senza considerare la spinta passiva, ovvero considerando nulli tutti i carichi accidentali

7.3 Verifica cedimenti

Si propone in questa sede una valutazione preliminare del cedimento precisando quanto segue. Nella definizione della presente, si deciso di trascurare completamente il contributo della coesione ovvero ipotizzando valori di N_{spt} desunti dalla bibliografia, attraverso correlazioni empiriche legate ai parametri geotecnici.

Nello specifico, da bibliografia, risulta:

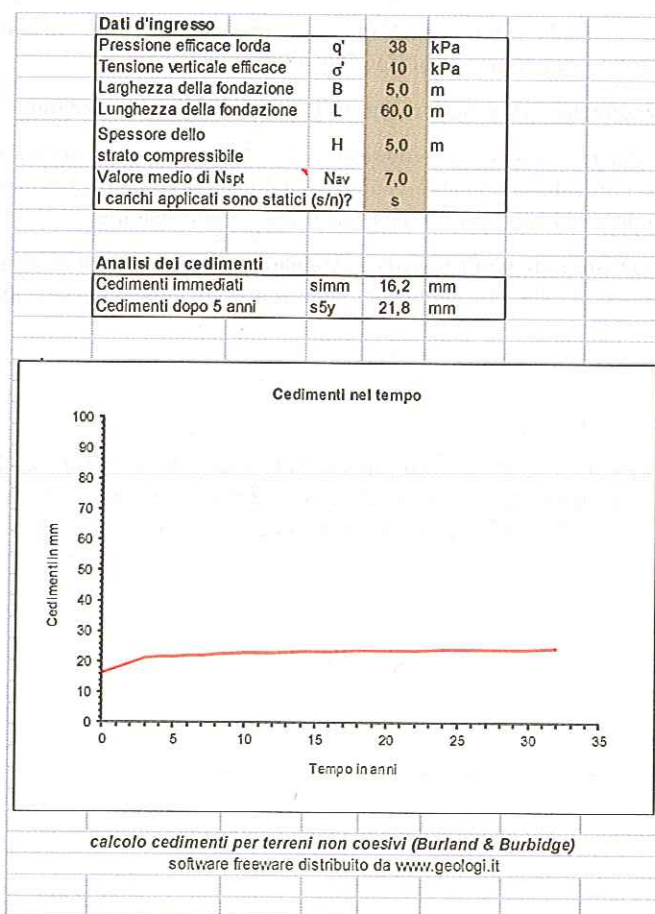
Correlazioni empiriche per N_{spt}
Japanese RA
$\phi=0,3N_{spt}+24$
Peck
$\phi=(15N_{spt})^{0,5}+15$
Hatanaka e Uchida
$\phi=(20N_{spt})^{0,5}+20$

Imponendo $\phi'=27$ e mediando i valori ricavati dalle formulazioni di cui sopra, risulta:

$$N_{spt,medio}=7$$

In base alle formulazione proposte da Burland Burbidge, a livello preliminare, indicando la massima sollecitazione in stato limite d'esercizio (quasi permanente) pari a $0,38 \text{ daN/cm}^2$ e considerando la striscia "media" di larghezza 5 mt, possiamo attenderci una deformazione immediata pari a 16 mm circa che tende a divenire 22 nei successivi cinque anni.

Detti valori sono conformi alla tipologia di struttura in progetto.



Si raccomanda sin d'ora un'attenta D.L. strutturale, geologica e geotecnica al fine di validare quanto qui prodotto ovvero, qualora ciò che ho descritto non corrisponda allo stato dei luoghi, effettuare le dovute modifiche e varianti a quanto progettato.

Si osserva sin d'ora come il piano di posa della fondazioni debba essere quanto più possibile omogeneo. Qualora ciò non avvenisse si raccomanda di aumentare l'approfondimento della fondazione stessa, ovvero di eseguire un'adeguata bonifica geotecnica con magrone e/o materiale arido steso a strati di non più di 30 cm ed opportunamente livellato e rullato sino ad ottenere la resistenza richiesta.

7.4 Conclusioni relative al dimensionamento delle fondazioni

Rimandando all'allegato per la definizione dettagliata di quanto qui esposto, ovvero alle tavole grafiche per la definizione dei dettagli, si riporta a seguire l'insieme delle verifiche effettuate ovvero i risultati significativi.

- verifiche di capacità portante in condizioni statiche ($q_{max}=0,66$ daN/cm²; $q_{lim}=3,02$ secondo l'approccio progettuale 2);
- verifiche di capacità portante in condizioni sismiche (nel caso esaminato $q_{max}=0,66$ daN/cm²; $q_{lim}=1,49$ secondo l'approccio progettuale 1 in combinazione 2);
- verifica di scorrimento del piano di posa ($F_s=2,16$ in approccio 1 combinazione 2)

Ing. Ronzano Enrico
Via Vecchia di Monastero 14G-12084- Mondovì (CN)
Via Sottotorre 30 – 17056 - Cengio (SV)

Tel. +39.335.7631824
e.mail: eronzano@libero.it
p.e.c. enrico.ronzano1@ingpec.eu

-
- verifiche strutturali sulla fondazione (Momento, Taglio, punzonamento e dettagli d'armatura) verifiche che tuttavia andranno approfondite in sede esecutiva;
 - verifiche dei cedimenti istantanei e differiti allo SLE dell'ordine di 16/22 mm;

Si precisa altresì che, per le formulazioni empiriche utilizzate, sono state impiegate formulazioni che, ritengo, essere di comprovata affidabilità, come definite, tra gli altri, dal testo "fondazioni" di Lancellotta-Calavera, edizione McGraw-Hill ovvero da dispense universitarie.

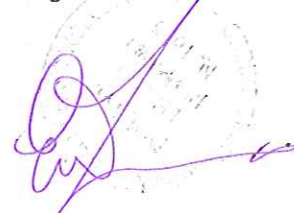
Si precisa che non sono state fatte verifiche circa la stabilità dei pendii visto il carattere pianeggiante del terreno ovvero si rimanda alle considerazioni contenute in relazione geologica in merito alla liquefacibilità.

8 CONCLUSIONI

Ci si riserva di modificare o integrare quanto esposto in funzione di eventuali modifiche, integrazioni o varianti al progetto ovvero qualora, a seguito dello scavo, si verificassero condizioni differenti da quelle qui definite, rimandando sin d'ora al progetto esecutivo in consegna c/o gli organi competenti.

Mondovì lì 18.12.2017

ing. Enrico RONZANO



ALLEGATO 1.2 - verifiche geotecniche statiche

CAPACITA' PORTANTE

ϕ (°)	ϕ (rad)	γ (kg/mc)	c (KPa)	c (daN/cm ²)	B (m)
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	2,50

parametri ridotti per effetto dell'approccio2 (A1,M1,R3)

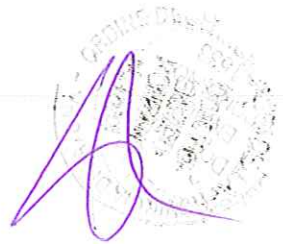
ϕ (°)	ϕ (rad)	γ (kg/mc)	c (KPa)	c (daN/cm ²)	Ka (-)	Kp (-)
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	0,3751	2,6663

parametri terzaghi

N _γ (-)	N _c (-)	N _q (-)	q' (daN/cm ²)	h (m)	q _{limite} (daN/cm ²)
4,99	11,97	7,11	0,09	0,5	3,0217

verifica in condizioni statiche

q _{real,STATICO} (daN/cm)	q _{limite} (daN/cm)	Fs (-)	
0,66	3,02	4,55	ok



ALLEGATO 1.3 - verifiche geotecniche dinamiche

CAPACITA' PORTANTE

ϕ (°)	ϕ (rad)	γ (kg/mc)	c (KPa)	c (daN/cmq)	B (m)
27,00	0,47	1.900,00	146,00	0,1	2,50

parametri ridotti per effetto dell'approccio1 (A2,M2,R2)

ϕ (°)	ϕ (rad)	γ (kg/mc)	c (KPa)	c (daN/cmq)	Ka (-)	Kp (-)
20,77	0,36	1.900,00	146,00	0,071428571	0,4758	2,1016

parametri terzaghi

Ny (-)	Nc (-)	Nq (-)	q' (daN/cmq)	h (m)	q _{limite} (daN/cmq)
2,48	8,99	4,42	0,09	0,5	1,6281

verifica in condizioni sismiche

K _{hi} (-)	K _{hk} (-)	β (-)	Ss*St (-)	ag (m/sec2)
0,92	0,97	0,24	1	0,122

parametri terzaghi modificati

Ny (-)	Nc (-)	Nq (-)	q' (daN/cmq)	q _{limite} (daN/cmq)
2,22	8,31	4,08	0,09	1,4883

q _{real} (daN/cm)	q _{limite} (daN/cm)	Fs (-)
0,66	1,49	2,26

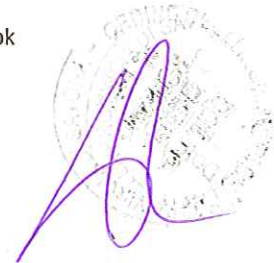
ok

VERIFICA SCORRIMENTO

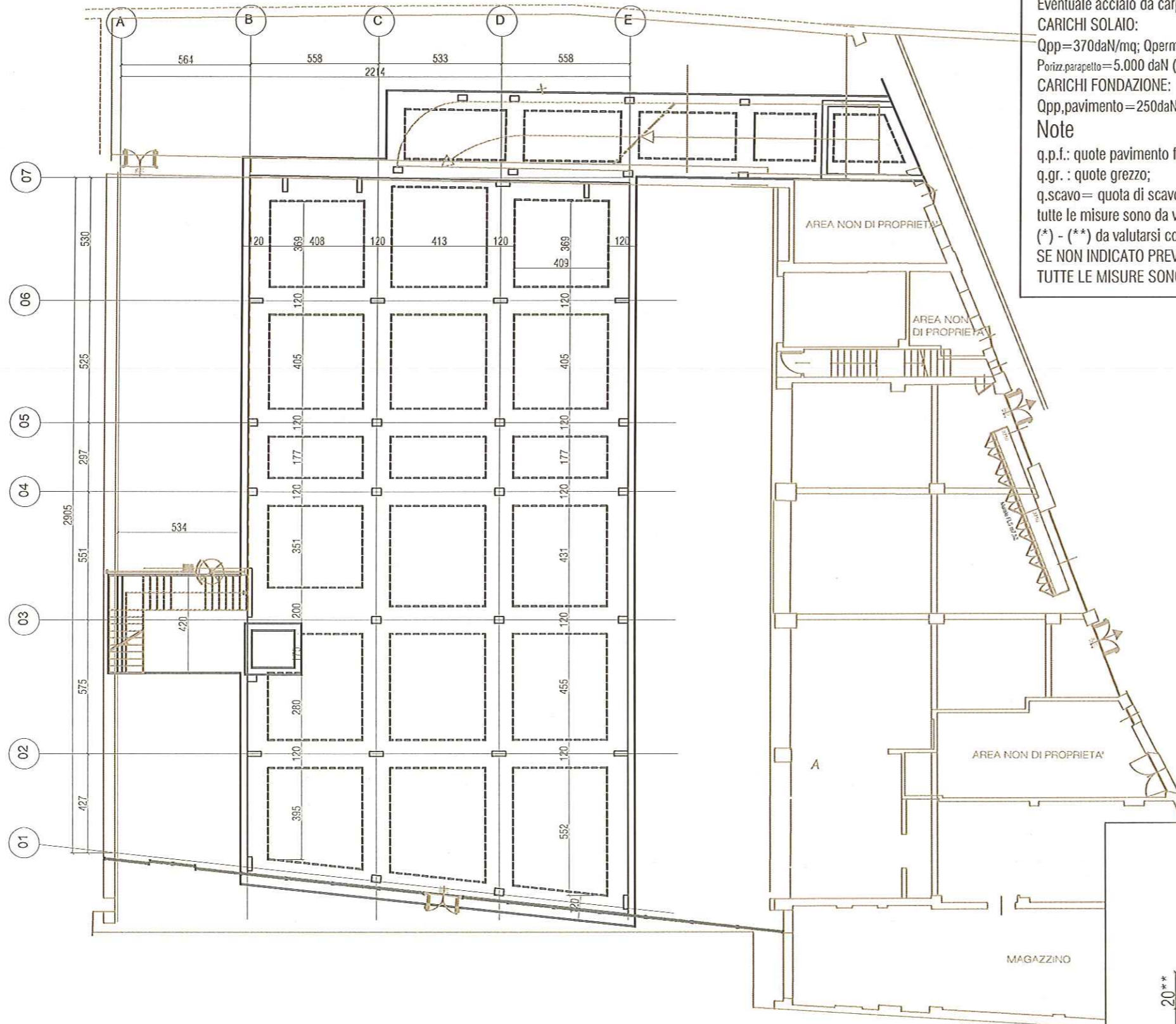
globale

ΣN (daN)	ΣT (daN)	$\tan(0,5\phi)'$ (-)	$\Sigma Tres$ (daN)	Fs (-)
501.348,00	42.585,54	0,18	91.827,82	2,16

ok



TRACCIAMENTO PLATEA – scala 1/200

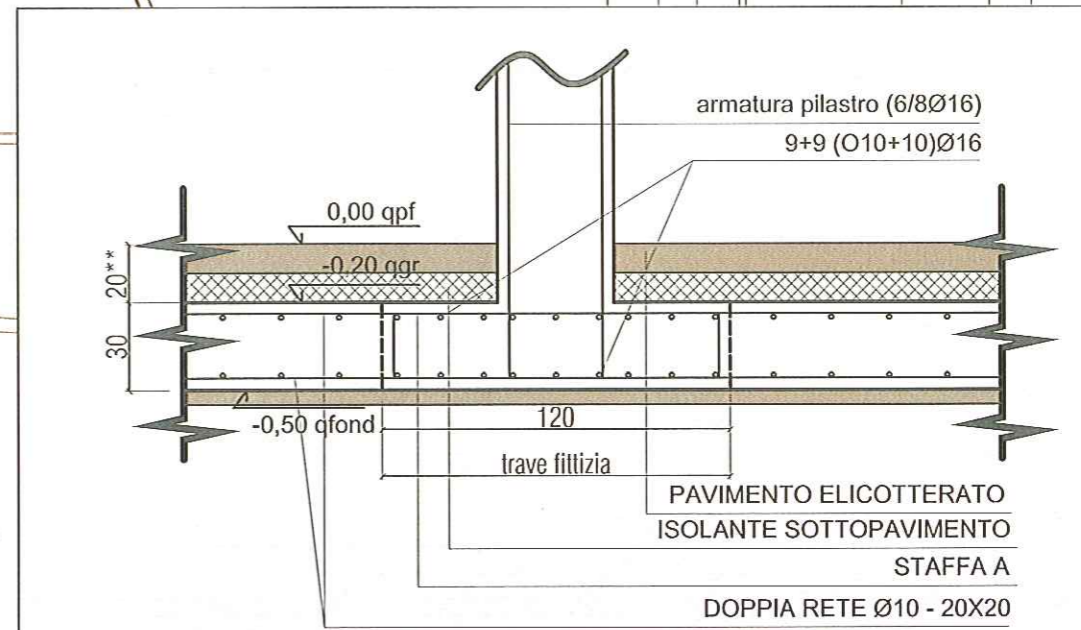


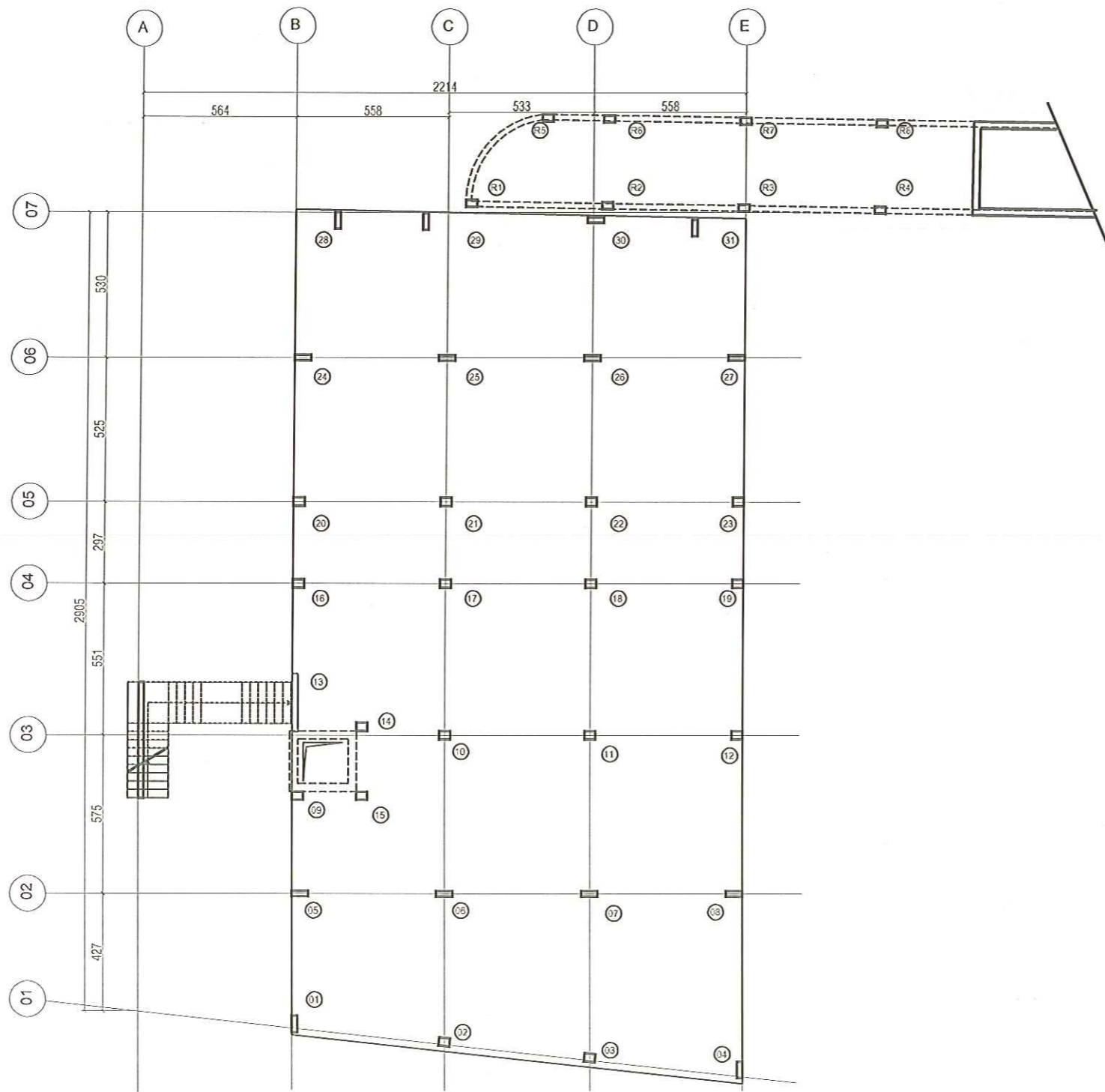
Materiali
 CIs per fondazione ed elevazione: C32/40 XS1;
 CIs per sottofondazione : Rck 15daN/mmq;
 Acciaio da orditura metallica: B450C;
 Eventuale acciaio da carpenteria metallica: S235
CARICHI SOLAIO:
 Q_{pp}=370daN/mq; Q_{perm}=110 daN/mq; Q_{acc}=300daN/mq;
 P_{orizz.parapetto}=5.000 daN (applicato a +50 cm da qpf)
CARICHI FONDAZIONE:
 Q_{pp,pavimento}=250daN/mq; Q_{acc}=500daN/mq;
Note
 q.p.f.: quote pavimento finito
 q.gr. : quote grezzo;
 q.scavo = quota di scavo indicativo;
 tutte le misure sono da verificarsi in cantiere;
 (*) - (**) da valutarsi con DL strutturale e architettonica
 SE NON INDICATO PREVEDERE L_{SOV,RAPP.} > 50Ø O 2 MAGLIE PER LA RETE
 TUTTE LE MISURE SONO DA VERIFICARSI IN CANTIERE

COMMITTENTE: ARIMONDO S.R.L. - 00397200080 - VIA AURELIA 136 - 18016 - S.BARTOLOMEO AL MARE (IM)
 scala: **01** geo
 data: dic '17
INTERVENTI STRUTTURALI E GEOTECNICI VOLTI ALLA RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA PER STRUTTURA COMMERCIALE IN ALBISOLA SUPERIORE (SV) VIA DEI SEIRULLO 23/37
 TRACCIAMENTO PLATEA

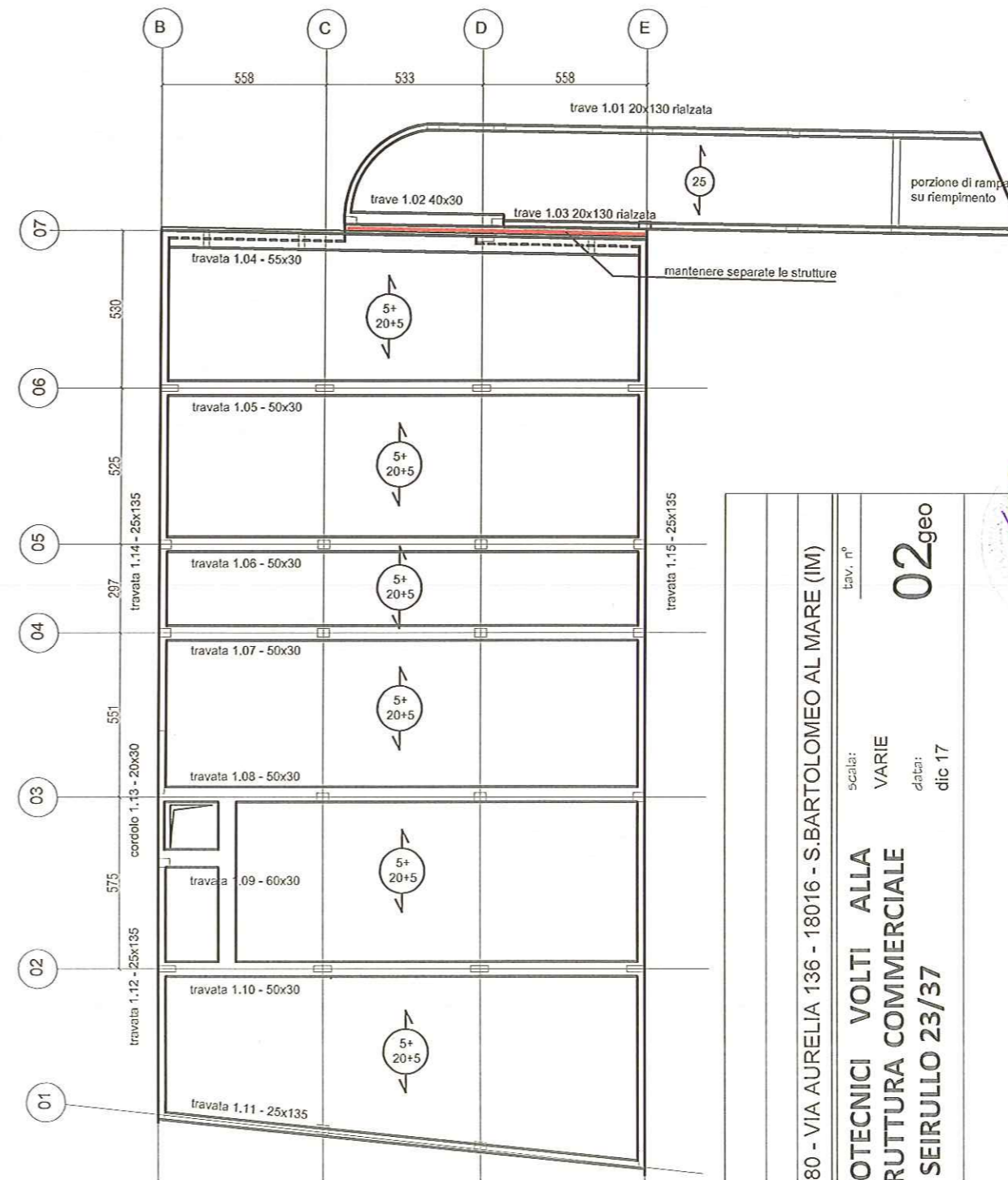
PROGETTISTA NUOVE STRUTTURE:
 Ing. ENRICO RONZANO CF RZNRC79R311480A
 Via V. di Monastero 14G Mondovì (CN) - Tel +39-335-7681824
 albo ingegneri Savona posizione 1533

Sezione tipo travata fittizia di fondazione – Scala 1/25





TRACCIAMENTO PILASTRI - scala 1/200



TRACCIAMENTO SOLAIO - scala 1/200

Materiali

Cls per fondazione ed elevazione: C32/40 XS1; Cls sottofondazione: Rck 15daN/mm²;
 ACCIAIO da orditura metallica: B450C; acciaio da carpenteria metallica: S235
 CARICHI SOLAIO:

Q_{pp}=370daN/mq; Q_{perm}=110 daN/mq; Q_{acc}=300daN/mq;
 P_{orizz.parapetto}=5.000 daN (applicato a +50 cm da qpf)

CARICHI FONDAZIONE:

Q_{pp,pavimento}=250daN/mq; Q_{acc}=500daN/mq;

Note

q.p.f.: quote pavimento finito; q.gr.: quote grezzo; q.scavo = quota di scavo indicativo;
 tutte le misure sono da verificarsi in cantiere;

(*) - (**) da valutarsi con DL strutturale e architettonica
 SE NON INDICATO PREVEDERE L_{SO/RAPP.} > 50Ø O 2 MAGLIE PER LA RETE
 TUTTE LE MISURE SONO DA VERIFICARSI IN CANTIERE

COMMITTENTE: ARIMONDO S.R.L. - 00397200080 - VIA AURELIA 136 - 18016 - S.BARTOLOMEO AL MARE (IM)

**INTERVENTI STRUTTURALI E GEOTECNICI VOLTI ALLA
 RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA PER STRUTTURA COMMERCIALE
 IN ALBISOLA SUPERIORE (SV) VIA DEI SEIRULLO 23/37**

TRACCIAMENTO PLATEA

scala: **02_{geo}**
 VARIE
 data: dic 17

PROGETTISTA NUOVE STRUTTURE:

Ing. ENRICO RONZANO CF RNZNR31480A
 Via V. di Monastero 14G Mondovì (CN) - Tel +39.335.7631824
 albo ingegneri Savona posizione 1533