

AMG ENERGIA S.P.A.
PALERMO

**RIFUNZIONALIZZAZIONE DELL'IMMOBILE
DENOMINATO "PALAZZINA MAGAZZINO" SITO
ALL'INTERNO DELL'AREA AZIENDALE DI VIA
TIRO A SEGNO - PALERMO**

1° STRALCIO PROGETTO ESECUTIVO

AI SENSI DEL D.P.R. 5/10/2010 N°207

ELABORATO:

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE
STRUTTURE**

TAV.

ST1

IL R.U.P.

Geom. Giacomo Purpura

IL PROGETTISTA

Beta

Beta Servizi Ingegneria s.r.l.
Via Simone Cuccia, 24 - 90144 PALERMO
C.F. e P. IVA 0575024020 - tel/fax. 091 532154 - e-mail: beta@beta-italica.it

DIRETTORE TECNICO

Ing. Butera Giuseppe

DATA:

INDICE

1. PREMESSA ED OGGETTO.....	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
3. LE STRUTTURE IN PROGETTO	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI E DI QUELLI DA UTILIZZARE PER LA REALIZZAZIONE DELLE NUOVE OPERE.....	9
5. AZIONI UTILIZZATE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA E RELATIVE VERIFICHE DI SICUREZZA	12
6. VERIFICA DELLA STRUTTURA MURARIA ESISTENTE ALLO STATO ATTUALE.....	13
7. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	18
8. MODELLO DI CALCOLO, MODELLAZIONE STRUTTURALE E VERIFICHE SVOLTE...	19
9. VERIFICHE LOCALI.....	23

1. Premessa ed oggetto

La presente relazione si riferisce agli ambiti strutturali concernenti il progetto esecutivo per la rifunionalizzazione dell'immobile denominato "Palazzina magazzino", sito a Palermo all'interno dell'area Aziendale di Via Tiro a Segno, finalizzata alla realizzazione della nuova sede amministrativa e di rappresentanza legale della A.M.G. Energia S.p.A.

La progettazione è stata svolta confermando, a meno di modeste variazioni, i contenuti già esplicitati in seno al progetto definitivo redatto da questa società, che prevedeva, sotto l'aspetto strutturale, alcuni interventi sulle murature portanti, necessari per soddisfare le esigenze architettoniche e della nuova funzione dell'immobile; tali interventi non modificano sostanzialmente l'attuale configurazione delle strutture murarie principali, mentre è prevista la realizzazione di nuove strutture indipendenti in acciaio, a sostegno di un livello ammezzato da adibire ad uffici.

Nel corso della stesura del progetto definitivo, si è ritenuto prioritariamente di dover operare nel rispetto dell'architettura originaria del corpo di fabbrica che risulta un pregevole esempio dell'architettura industriale degli inizi del XX secolo ed i cui caratteri sono meglio esplicitati nella allegata relazione storico architettonica. Di conseguenza, sono stati previsti interventi sui prospetti tali da restituirli al loro aspetto originario, eliminando ogni tipo di superfetazione e/o modifica delle aperture, prevedendo nuove aperture in corrispondenza del secondo ordine e ridimensionando, laddove necessario, quelle esistenti. Ciò ha comportato la necessità di prevedere interventi sulla struttura muraria di maggiore consistenza e, pertanto, il progetto degli interventi che interessano la struttura in muratura è stato inquadrato nell'ambito dell'adeguamento.

Prima di procedere alla progettazione delle opere strutturali, è stata acquisita la relazione geologica a firma del dott. geol. Gian Vito Graziano, alla quale si rimanda per l'individuazione e la caratterizzazione dei terreni interessati dalle opere sotto l'aspetto fisico-meccanico; da tale studio è possibile dedurre la Categoria del suolo di fondazione che è stato classificato come appartenente alla categoria "B" ed i conseguenti parametri

utili per l'individuazione delle forze sismiche attraverso analisi dinamica.

Per quanto attiene alle caratteristiche delle strutture, si è ritenuto di dover attribuire all'edificio una vita nominale di progetto ≥ 50 anni ed una Classe d'Uso II, trattandosi di costruzione la cui utilizzazione prevede normali affollamenti.

Per quanto attiene alle altre caratteristiche da definire per la valutazione delle azioni sismiche, si è ritenuto di dover differenziare le tipologie strutturali, ed in particolare: la struttura in muratura è stata definita con classe di duttilità bassa, con fattore di struttura calcolato in relazione alla tipologia della costruzione; le strutture in acciaio a sostegno del piano ammezzato, costituite da sei distinti corpi indipendenti, sono state definite con fattore di struttura unitario per le azioni orizzontali, prescindendo dalla valutazione definita dalle norme (funzione della tipologia strutturale, numero di piani, regolarità in pianta ed in altezza); tale scelta assicura che la struttura sotto le azioni verticali ed orizzontali (sismiche) trasmesse resti in campo elastico e, pertanto, anche a seguito di eventi sismici violenti sconvolgimenti eventuali dissesti e/o danneggiamenti localizzati e/o diffusi, mantenendo integra la sua riserva di resistenza post-elastica.

Definiti i criteri di progettazione, è stata effettuata, innanzitutto, l'analisi e la conseguente verifica della struttura muraria esistente. Tali valutazioni numeriche, che in sede di progetto definitivo non sono state riportate per brevità, consentono di affermare che in atto la struttura possiede sufficienti requisiti di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche solo con riferimento alle murature di primo impalcato, mentre l'impossibilità di schematizzare l'attuale copertura come orizzontamento sufficientemente rigido, la mancanza di idonee strutture di controvento e di ripartizione a livello della copertura (cordoli) comportano la necessità di utilizzare schemi strutturali attraverso i quali le murature d'ambito non sono in grado di sopportare le azioni ad esse trasmesse senza subire pericolosi fenomeni di ribaltamento fuori dal piano.

Nel corso delle interlocuzioni con alcuni uffici competenti al rilascio di pareri (Genio Civile e Soprintendenza ai BB.CC.AA.) sono emerse alcune prescrizioni, alcune evidenziate in sede di conferenza di servizi tenutasi per l'approvazione del progetto

definitivo concernenti:

- la richiesta della verifica della struttura esistente prima degli interventi;
- il mantenimento della geometria delle finestre del secondo ordine esistenti e la realizzazione di finestre di identica geometria sul prospetto cieco posto sul fronte nord ovest.

Per quanto attiene alla richiesta verifica della struttura esistente prima dell'intervento, le valutazioni numeriche, esplicitate in seno alla presente relazione, consentono di affermare che la struttura esistente, possiede sufficienti requisiti di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche solo con riferimento alle murature di primo impalcato, mentre l'impossibilità di schematizzare l'attuale copertura come orizzontamento sufficientemente rigido, la mancanza di idonee strutture di controvento e di ripartizione a livello della copertura (cordoli) comportano la necessità di utilizzare schemi strutturali attraverso i quali le murature d'ambito non sono in grado di sopportare le azioni ad esse trasmesse senza subire pericolosi fenomeni di ribaltamento fuori piano.

È stata, inoltre, condotta l'analisi e la conseguente verifica della struttura muraria di progetto, cioè dell'ossatura nella configurazione che assume a seguito dei previsti interventi di demolizione e/o ricostruzione dei paramenti, e nel rispetto della mutata geometria delle finestre del secondo ordine esistente e da riproporre sul prospetto cieco, ed il calcolo delle sollecitazioni che si generano nei profili in acciaio insieme alle necessarie verifiche; infine, sono state individuate le azioni trasmesse alle strutture di fondazione le cui verifiche sono esplicitate in dettaglio nell'allegata relazione sulle fondazioni.

La presente relazione, che illustra l'ambito strutturale con riferimento alla configurazione di progetto dell'immobile, per una migliore esplicitazione è stata suddivisa in capitoli che riguardano il quadro normativo di riferimento, le scelte progettuali effettuate, il modello utilizzato per le analisi e le successive verifiche svolte.

Per tutto quanto non espressamente riferito nella presente relazione, e per ulteriori dettagli costruttivi, si rimanda ai tabulati di calcolo ed agli elaborati grafici allegati.

2. Riferimenti normativi

Le strutture in progetto sono costituite da muratura naturale, cemento armato ed acciaio, pertanto le norme cui fare riferimento risultano essere quelle di seguito riportate:

- Legge 05.11.1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge 02.02.1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Testo Unico Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008);
- Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 02/02/2009 n° 617: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

Per quanto attiene alle azioni da considerare si è fatto riferimento:

- al Capitolo 8 del D.M. 14 gennaio 2008 Testo Unico "Norme Tecniche delle Costruzioni", con riferimento agli interventi sulla struttura esistente in muratura, ed in particolare al paragrafo 8.4.1 Intervento di adeguamento, in quanto saranno effettuati interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portano ad un organismo edilizio diverso da quello esistente;
- al Capitolo 2 "Sicurezza e prestazioni attese" ed al Capitolo 3 "Azioni sulle strutture" del Testo Unico di cui al D.M 14 gennaio 2008, con riferimento alle strutture in acciaio a sostegno del piano ammezzato, nel rispetto, comunque, di tutte le prescrizioni dettate dal Capitolo 4 "Costruzioni Civili ed Industriali", trattandosi di strutture in conglomerato cementizio armato ed acciaio.

•

3. Le strutture in progetto

Come già riferito in premessa il progetto prevede distinti interventi, ed in particolare: interventi sulle strutture esistenti in muratura e realizzazione di sei strutture in acciaio a sostegno del piano ammezzato.

Pertanto, nei paragrafi che seguono saranno trattati separatamente gli aspetti relativi al progetto dei diversi interventi.

3.1 Gli interventi previsti per il corpo esistente in muratura

Gli interventi strutturali, come riferito in premessa, sono stati mirati prioritariamente a restituire l'originaria compagine dei prospetti, e nel contempo a soddisfare le esigenze distributive legate alla nuova fruizione dell'immobile, con l'obiettivo comunque di migliorare, laddove possibile, le caratteristiche di resistenza della struttura nel suo complesso.

Pertanto si è previsto di eseguire gli interventi di seguito elencati:

- ripristino del secondo ordine delle finestre sul prospetto cieco posto sul fronte nord-ovest mantenendo la stessa geometria di quelle esistenti;
- esecuzione di tagli in breccia in corrispondenza delle porzioni terminali delle murature di spina che concludono il vano scala che in atto non risultano efficacemente ammorsate ai paramenti perimetrali;
- esecuzione di tagli in breccia in corrispondenza di alcuni paramenti di spina, disposti ortogonalmente a quelli che concludono il vano scala, al fine di consentire una adeguata distribuzione degli ambienti ai piani terra ed ammezzato;
- chiusura di alcuni vani preesistenti e/o integrazione delle ridotte sezioni murarie, in corrispondenza di alcuni paramenti di spina al piano terra, disposti ortogonalmente a quelli che concludono il vano scala;

- integrazione delle strutture in acciaio delle capriate esistenti mediante raddoppio delle aste diagonali;
- realizzazione di due nuove capriate in acciaio di analoga geometria e tipologia strutturale, in corrispondenza dei fronti nord ovest e sud est, efficacemente ancorate agli scudi in muratura;
- realizzazione di strutture di irrigidimento in acciaio, costituite da profili UPN 80 con disposizione a croce, saldati fra gli elementi terminali (correnti e catene) delle capriate, efficacemente ancorate ai paramenti murari interessati dall'appoggio delle capriate medesime a mezzo di tasselli chimici;
- realizzazione di nuovi arcarecci in acciaio e di barre di controvento saldate ai correnti superiori delle capriate esistenti e di nuova realizzazione;
- demolizione del primo tratto della rampa scala in cemento armato, ordita fra i paramenti murari di spina longitudinali, e successiva realizzazione di una struttura in acciaio a sostegno del primo tratto della rampa, costituita da 2 cosciali UPN 100 ancorati ai paramenti murari a mezzo tasselli chimici ai quali saranno saldati in opera i gradini in lamiera piegata da 5 mm.

Per una migliore esplicitazione di quanto sopra descritto si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto.

3.2 Le strutture in acciaio a sostegno del piano ammezzato

Come già riferito in precedenza, a sostegno del piano ammezzato saranno realizzate sei distinte strutture in acciaio, con spiccato da una platea di fondazione di spessore pari a 30 cm, posta a quota -79 cm dal piano di campagna.

Tutte le strutture saranno costituite da montanti in acciaio del tipo HE180B provvisti alla base di piatti 300×300×10 mm, saldati in officina ai montanti; l'ancoraggio alla platea di fondazione per ciascun ritto sarà assicurato da sei tirafondi con diametro pari a 16 mm.

Considerato che il piano attuale di calpestio è posto alla stessa quota del piano di

sistemazione esterna, che la fondazione esistente presenta a quota -40 cm dall'attuale quota del piano di calpestio un aumento di sezione pari a 10 cm, e che in progetto è stato previsto di impostare il piano di calpestio al finito a quota -30 cm dal piano di sistemazione esterna, la platea sarà posta a contatto della fondazione esistente.

Conseguentemente i piatti di base saldati ai montanti saranno posti a filo del perimetro della platea, ed i montanti saranno indipendenti dai paramenti murari esistenti con giunto pari a 16 cm; ciò consentirà di poter agevolmente realizzare il rivestimento a cappotto previsto all'interno dei paramenti murari.

L'impalcato di calpestio del piano ammezzato sarà costituito da traversi principali HE140B semplicemente appoggiati ai montanti e profili secondari accoppiati L120×120×5 mm disposti in modo da consentire una agevole posa in opera dei pannelli in lamiera grecata collaborante HI-BOND ($h = 9 \text{ cm}$ $s = 1,5 \text{ mm}$).

Al fine di consentire la continuità del calpestio di piano ammezzato, si provvederà a realizzare fra le strutture mutuamente indipendenti elementi in acciaio in semplice appoggio, ancora costituiti da traversi principali e/o secondari di identica tipologia; in analogia si provvederà a realizzare i collegamenti con l'accesso della rampa scala e con il vano ascensore, attraverso una coppia di traversi HE140B ancorati in semplice appoggio alla muratura conclusi da profili ad L 120x120x5 mm.

4. Caratteristiche dei materiali esistenti e di quelli da utilizzare per la realizzazione delle nuove opere

Le caratteristiche fisico meccaniche del materiale che costituisce la struttura dei paramenti murari esistenti, sono state desunte da indagini e prove in situ, svolte sotto la direzione di questa società ed eseguite dall'Ing. Rosario Urso.

Si è ritenuto a tal fine di dover prevedere due prelievi (carote) dai paramenti di piano terra e di effettuare una prova con doppio martinetto piatto.

Le prove per la determinazione della resistenza a compressione delle quattro carote cilindriche, ricavate dai due prelievi eseguiti, sono state effettuate dal Laboratorio GEOLAB s.r.l. di Palermo che ha rilasciato la relativa certificazione 9992 in data 27 marzo 2013.

I risultati delle prove hanno consentito di determinare il peso specifico medio della muratura, costituita da conci di arenaria, pari a 15 kN/m^3 e la resistenza media a compressione pari a 600 N/cm^2 .

La prova con doppio martinetto piatto ha consentito di determinare il modulo di elasticità normale secante della muratura pari a 2.800 N/mm^2 .

Da tali risultati è stato possibile desumere un valore pari a $9,0 \text{ N/cm}^2$ per la resistenza media a taglio della muratura ed un modulo di elasticità tangenziale pari a 860 N/mm^2 (Tabella C8A.2.1 della Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 02/02/2009 n° 617).

Tenuto conto dell'omogeneità della struttura muraria, dei carteggi forniti dall'amministrazione relativi a precedenti studi, degli approfonditi rilievi effettuati, delle verifiche in situ effettuate sui dettagli costruttivi in modo esteso ed esaustivo e delle indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, si ritiene di poter considerare raggiunto un Livello di Conoscenza LC2. Pertanto, nelle successive verifiche si adotterà un fattore di confidenza $FC=1,2$.

Per l'esecuzione delle nuove opere in progetto si prevede l'adozione di materiali aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- calcestruzzo con classe di esposizione XC1, XC2, Classe di consistenza S4 o S5:
per strutture di fondazione (platea) tipo C 20/25 - $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$;
per sottofondazione (magrone) tipo C 12/15 - $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$;
coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_c = 1,5$;
- calcestruzzo di aggregati leggeri con classe di esposizione XC1 e Classe di consistenza S4:
per getto completamento solaio collaborante tipo LC 25/28 - $R_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$;
coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_c = 1,5$;
- acciaio per getti B450C controllato in stabilimento:
tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$;
coeff. di sicurezza parziale $\gamma_s = 1,15$;
- acciaio per carpenteria metallica (profilati a sezione aperta ed a sezione cava):
tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} 355 \text{ N/mm}^2$;
coeff. di sicurezza parziale $\gamma_s = 1,05$.

Il copriferro minimo delle armature da disporre per la platea di fondazione (doppia griglia Ø 12 maglia 20×20 cm) sarà pari a 3,00 cm e dovrà essere garantito mediante l'uso di opportuni distanziatori.

Il cemento dovrà rispondere ai requisiti di cui alla Legge 26.05.1965 n. 595 ed al D.M. 06.03.1968 e successive modifiche ed integrazioni, nonché alla norma UNI-EN 197/1.

La sabbia, naturale o artificiale, dovrà essere, in ordine di preferenza, silicea, quarzosa o granitica ed in ogni caso dovrà essere ricavata da rocce di elevata resistenza a compressione.

Il calcestruzzo sarà confezionato con 0,7 m³ di argilla espansa strutturale (3/12 mm) per ogni m³ di impasto.

L'acqua per la formazione del calcestruzzo dovrà essere limpida, dolce, priva di materiali terrosi od organici, priva di solfati e potrà contenere al massimo 0,1 g/l di cloruri.

Dovrà limitarsi al minimo il rapporto acqua/cemento in modo da consentire la riduzione dei fenomeni di ritiro e delle conseguenti fessurazioni; la corretta lavorabilità dell'impasto dovrà essere assicurata dall'aggiunta di fluidificanti.

L'impasto dovrà essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in fase di progetto.

Per quanto riguarda i calcestruzzi preconfezionati si farà riferimento alla norma UNI 7163.

5. Azioni utilizzate per il dimensionamento della struttura e relative verifiche di sicurezza

Ai fini del dimensionamento della struttura sono state considerate le azioni agenti prescritte dal Capitolo 3 del D.M. 14 gennaio 2008 per la tipologia di opere da realizzare.

In particolare, si è proceduto ad accurate analisi che hanno consentito di individuare le azione prescritte ed in particolare:

- pesi propri dei materiali strutturali e non strutturali;
- carichi variabili verticali;
- carichi variabili orizzontali conseguenti all'azione sismica;
- carichi variabili conseguenti all'azione della neve sulle falde di copertura del corpo in muratura esistente.

Non si è ritenuto di dover tenere conto delle azioni variabili dovute al vento in quanto le azioni sismiche sono di gran lunga maggiori di quelle dovute al vento.

Le condizioni di carico ed i conseguenti casi di carico (combinazioni) sono esplicitati nei tabulati di calcolo allegati.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte nei riguardi dello stato limite ultimo per i casi di carico esaminati.

6. Verifica della struttura muraria esistente allo stato attuale

Con riferimento alle considerazioni esposte in precedenza, per la verifica dei pannelli di secondo impalcato è stata condotta, ai fini di valutare le azioni orizzontali trasmesse, l'analisi lineare statica secondo le prescrizioni dettate dal D.M. 14.01.2008 al punto 7.3.3.2.

Lo schema strutturale per l'ossatura muraria di secondo impalcato in seno alla quale è rappresentata la geometria delle capriate esistenti, è allegata in calce alla presente relazione; nel suddetto schema i pannelli hanno uno spessore variabile (30 - 50 cm) e sono stati eliminati dal contributo resistente quelli con lunghezza minore o uguale a 0,3 volte la loro altezza (luce libera di piano).

Preliminarmente si è pertanto provveduto ad analizzare il peso dell'impalcato di copertura allo stato attuale distinguendo, come di seguito esplicitato, le azioni trasmesse così come individuate dal D.M. 14.01.2008 al Capitolo 3 Azioni sulle Costruzioni:

Peso proprio di ciascuna capriata

Le capriate reticolari sono costituite dai seguenti elementi: correnti e catene L 80×80×10 accoppiati – diagonali L 60×60×7 singoli o accoppiati.

Lo sviluppo dei profili accoppiati (peso pari ad 0,238 kN/m) risulta essere per i correnti pari a 23,80 m e per le catene a 23,20 m, mentre i diagonali accoppiati (peso pari a 0,124 kN/m) hanno uno sviluppo pari ad 8,40 metri ed i diagonali semplici (peso pari a 0,0620 kN/m) hanno uno sviluppo pari a 45,70 metri.

Pertanto il peso proprio di ciascuna capriata risulta essere:

$$0,238 \times (23,80 + 23,20) + 0,124 \times 8,40 + 0,062 \times 45,70 = 15,06 \text{ kN}$$

Azione permanente del manto di copertura

Il manto di copertura è costituito da coppi siciliani (peso mediamente valutato pari a 0,57 kN/m²) posti su un tavolato con spessore pari a 40 mm, inchiodato ad arcarecci in

legno con sezione 5×18 cm posti ad interasse pari a 60 cm (peso specifico stimato per il legno pari a $6,00 \text{ kN/m}^3$).

L'azione permanente per unità di superficie vale quindi:

$$0,57 + 0,04 \times 6,00 + 0,05 \times 0,18 \times 6,00/0,60 = 0,90 \text{ kN/m}^2.$$

Azione carico variabile (coperture accessibili per sola manutenzione e neve)

Le azioni sono equivalenti e risultano essere pari a $0,50 \text{ kN/m}^2$.

Note le singole azioni agenti, si è proceduto a analizzare in termini di peso su ciascun pannello l'azione complessiva trasmessa dalle capriate facendo riferimento alla combinazione per lo stato limite ultimo in presenza di sisma (tale combinazione contempla soltanto le azioni conseguenti al peso proprio ed ai carichi permanenti affetti dal coefficiente pari ad 1,00) i cui risultati sono di seguito riportati :

Azione complessiva trasmessa dalla capriata 1:

$$15,06 + (3,42+3,63)/2 \times 0,90 \times 23,80 = 90,46 \text{ kN}$$

Azione complessiva trasmessa dalle capriate 2 - 3 - 4 - 5:

$$15,06 + 3,63 \times 0,90 \times 23,80 = 92,81 \text{ kN}$$

Azione complessiva trasmessa capriata 6 :

$$15,06 + (3,63+1,23)/2 \times 0,90 \times 23,80 = 67,11 \text{ kN}$$

Al fine di determinare l'azione sismica agente su ogni pannello, nel rispetto delle prescrizioni del richiamato paragrafo 7.3.3.2 "Analisi statica lineare" si è determinato il periodo del modo di vibrare principale con la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

essendo $H = 8,00$ metri < 40 metri e $C_1 = 0,05$ per strutture di tipologia diversa dal cemento armato e dall'acciaio. Sostituendo i valori il periodo vale:

$$T_1 = 0,05 \times 8,00^{3/4} = 0,237$$

la corrispondente ordinata dello spettro di risposta di progetto vale $S_d(T_1) = 0,144$ e, pertanto, la forza da applicare a ciascuna massa è data dalla formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

essendo :

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i la forza da applicare alla massa i-esima di secondo impalcato;

W_i e W_j rispettivamente i pesi da applicare alle masse i-esima di secondo impalcato e j-esima di primo impalcato

z_i e z_j le quote rispetto al piano di fondazione degli impalcati

W il peso complessivo della costruzione

λ un coefficiente pari a 1,00 nel caso in esame

g l'accelerazione di gravità

La determinazione dei pesi da applicare alle masse di impalcato è stata condotta con riferimento all'elaborato di progetto definitivo "Rilievi e interventi sulla struttura muraria esistente e particolari costruttivi" (tavola ST7).

Si riportano di seguito le analisi svolte per la determinazione dei pesi di impalcato.

Peso complessivo secondo impalcato (quote 8,80 - 11,80 metri)

Il peso complessivo è stato analizzato facendo riferimento ai carichi trasmessi dalle capriate, già determinato con riferimento alla combinazione per lo stato limite ultimo in presenza di sisma, ed al peso proprio dei paramenti murari afferenti al secondo impalcato (altezza pari ad 1,45 metri) affetto dal coefficiente 1,00.

Il peso proprio dei paramenti con sezione media pari a 50 cm è stato valutato facendo riferimento al peso specifico della muratura in pietra d'Aspra che è stato stimato pari a 14,70 kN/m³; lo sviluppo dei paramenti afferenti risulta essere al piano primo mediamente pari a 260,00 m²; pertanto il peso complessivo risulta essere:

$$W_2 = 90,46 + 4 \times 92,81 + 67,11 + 1,00 \times 260,00 \times 0,50 \times 14,70 = 2439,81 \text{ kN}$$

Peso complessivo primo impalcato (quota 5,60 metri)

Il peso è stato determinato facendo riferimento alla combinazione per lo stato limite ultimo in presenza di sisma (tale combinazione contempla le azioni conseguenti al peso proprio ed ai carichi permanenti affetti dal coefficiente pari ad 1,00 e quelle conseguenti all'azione variabile affetta dal coefficiente 0,30).

È stato pertanto analizzato il peso proprio dell'orizzontamento e dei paramenti murari afferenti al primo impalcato (altezza pari a 2,80 metri piano terra ed 1,45 metri piano primo), oltre alle azioni conseguenti ai carichi permanenti e variabili.

Peso proprio dell'orizzontamento

Il peso unitario dell'orizzontamento costituito da profili INP 400 e voltine in mattoni è stato stimato, dalla consultazione di manualistica coeva alla realizzazione, pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$ e pertanto il peso complessivo risulta essere:

$$P_{\text{orizzontamento}} = 2,50 \times 22,80 \times 23,05 = 1313,85 \text{ kN}$$

Peso proprio dei paramenti murari

Il peso proprio dei paramenti con sezione media pari a 50 cm è stato valutato facendo riferimento al peso specifico della muratura in pietra d'Aspra che è stato stimato pari a $14,70 \text{ kN/m}^3$; lo sviluppo dei paramenti risulta essere al piano terra mediamente pari a $650,00 \text{ m}^2$ e pertanto il peso complessivo risulta essere:

$$P_{\text{paramenti}} = 650,00 \times 0,50 \times 14,70 = 4777,50 \text{ kN}$$

Azioni permanenti e variabili

L'azione permanente è stata stimata pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$ mentre l'azione variabile trattandosi di ambienti utilizzati per il 50% della superficie a depositi di arredi e scaffalature è stato stimato essere mediamente pari a $3,00 \text{ kN/m}^2$.

$$A_{\text{permanente}} = 1,00 \times 22,80 \times 23,05 = 525,54 \text{ kN}$$

$$A_{\text{variabile}} = 3,00 \times 22,80 \times 23,05 = 1576,62 \text{ kN}$$

Il peso complessivo del primo impalcato risulta essere:

$$W_1 = 1,00 \times 1313,85 + 1,00 \times (4777,50 + 525,54) + 0,30 \times 1576,62 = 7089,88 \text{ kN}$$

Determinazione della forza da applicare ai pannelli

L'analisi è stata svolta con riferimento all'azione del sisma in direzione y in quanto l'azione sismica si mobilita al secondo impalcato per effetto delle capriate che interessano i fronti sud est (pannelli 1x - 2x - 3x - 4x - 5x - 6x) e nord ovest (10x - 11x - 12x - 13x - 14x - 15x).

La forza da applicare a ciascuna massa del secondo impalcato, come già riferito, è

data dalla formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

e pertanto sostituendo i valori determinati in precedenza risulta:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0,144 \times (2439,81 + 7089,88) / 9,81 = 13988,00 \text{ kN}$$

$$z_i = 8,40 \text{ m quota media del secondo impalcato}$$

$$z_j = 5,40 \text{ m quota media del primo impalcato}$$

dove W_i è il peso da applicare alla massa di ciascun pannello e quindi, con riferimento ai pannelli posti sui fronti, il peso afferente risulta essere una aliquota del peso complessivo del secondo impalcato (rapporto fra la superficie di influenza e quella complessiva) che incide per metà su ciascun pannello nella direzione y considerata; essendo la superficie complessiva $S_{\text{tot}} = 23,80 \times 24,05 = 572,39 \text{ m}^2$ i pesi da applicare alle masse di ciascun pannello valgono:

$$W_{1x} = \frac{1}{2} \times (3,42+3,63)/2 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 180,71 \text{ kN}$$

$$W_{2x} = W_{3x} = W_{4x} = W_{5x} = \frac{1}{2} \times 3,63 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 186,09 \text{ kN}$$

$$W_{6x} = \frac{1}{2} \times (3,63+1,23)/2 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 124,57 \text{ kN}$$

$$W_{10x} = \frac{1}{2} \times (3,42+3,63)/2 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 180,71 \text{ kN}$$

$$W_{11x} = W_{12x} = W_{13x} = W_{14x} = \frac{1}{2} \times 3,63 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 186,09 \text{ kN}$$

$$W_{15x} = \frac{1}{2} \times (3,42+3,63)/2 \times 24,05/572,29 \times 2439,81 = 180,71 \text{ kN}$$

$$\sum_j z_j \cdot W_j = 5,40 \times 7089,88 + 8,40 \times 2 \times (180,71+4 \times 186,09+124,57) = 55919,30 \text{ kN}$$

A titolo esemplificativo sono state calcolate le forze da applicare ai pannelli che hanno maggiore peso su uno dei fronti che valgono:

$$F_{2x} = F_{3x} = F_{4x} = F_{5x} = 13988,00 \times 8,40 \times 186,09 / 55919,30 = 391,01 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale al piede di ciascun pannello di altezza 1,70 metri e sezione 50 cm è pari ai pesi calcolati, e pertanto l'eccentricità al piede vale:

$$e = M/N = 391,01 \times 1,70 / 186,09 = 3,57 \text{ metri}$$

Quanto sopra evidenzia quanto affermato e cioè che le murature d'ambito, nell'attuale configurazione, non sono in grado di sopportare le azioni ad esse trasmesse

senza subire pericolosi fenomeni di ribaltamento fuori dal piano.

7. Codice di calcolo utilizzato

Il codice di calcolo utilizzato DOLMEN WIN è un sistema integrato di procedure dedicate alla progettazione civile e strutturale prodotto e sviluppato dalla CDM DOLMEN s.r.l., con sede a Torino in Via B. Drovetti 9F.

La procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi FORTRAN, C++ e BASIC.

DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti.

Eventuali analisi sismiche possono essere effettuate sia in regime statico che dinamico tramite analisi modale, con o senza presa in conto di piani orizzontali rigidi. Il calcolo delle forze sismiche ed il successivo dimensionamento degli elementi resistenti può avvenire sia secondo il DM 16.01.96, sia secondo il Testo Unico "Norme Tecniche delle Costruzioni" del 14.01.2008.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, composta da un manuale d'uso contenente fra l'altro numerosi esempi dettagliati di calcolo e da una vasta serie di tests di validazione, sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

È possibile ottenere le rappresentazioni grafiche delle deformate ed i diagrammi della sollecitazione negli elementi della struttura; al termine dell'elaborazione viene valutata la qualità della soluzione in termini energetici, verificando che essa soddisfi l'identità fondamentale della meccanica.

DOLMEN WIN è dotato, inoltre, di moduli a corredo del solutore principale, che consentono il progetto e la verifica di membrature in acciaio, di travi, pilastri e piastre in

calcestruzzo. Tali moduli leggono direttamente le sollecitazioni prodotte dal solutore e producono disegni e relazioni di calcolo secondo le normative vigenti.

8. Modello di calcolo, modellazione strutturale e verifiche svolte

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto durante il processo di calcolo non sono state riscontrate labilità ed inoltre l'equilibrio globale risulta sempre verificato.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente portano a confermare la validità dei risultati e pertanto l'attendibilità del codice utilizzato.

La modellazione strutturale è stata condotta coerentemente con la configurazione delle strutture in progetto e con le prescrizioni normative vigenti, adottando una schematizzazione ad elementi finiti.

Trattandosi di strutture di tipologia significativamente diversa, si riporta di seguito sinteticamente la modellazione utilizzata.

8.1 La modellazione della struttura muraria a seguito degli interventi

Le murature che costituiscono l'ossatura strutturale dell'edificio sono di buona consistenza, come è possibile desumere dai risultati dalle indagini effettuate prima riportati, non presentano fenomeni di particolare degrado e/o sofferenza strutturale e risultano realizzate nel rispetto della regola d'arte con allineamenti ed ammorsamenti adeguati; soltanto al primo piano si è rilevata l'esigenza di integrare gli ammorsamenti delle pareti d'angolo in limitate porzioni.

D'altra parte, come molto spesso accade per edifici dell'epoca di quello oggetto d'intervento, la geometria della struttura muraria e la tipologia dei suoi elementi costituenti non consigliano una modellazione a telaio equivalente ed inoltre, data la rigidità dell'orizzontamento di primo piano e quella dell'orizzontamento di copertura

(nella configurazione di progetto), non si ritiene attendibile neanche un modello a mensola.

Pertanto, si è ritenuto opportuno modellare la struttura come una struttura scatolare costituita da pannelli con solai dotati di elevata rigidità, capaci di ripartire le azioni sismiche, e procedere ad un'analisi statica equivalente. Coerentemente con le prescrizioni concernenti i criteri di modellazione (D.M. 14.01.2008 paragrafo 7.2.6), ed al fine di tenere conto della fessurazione dei materiali fragili, trovandosi in assenza di analisi specifiche, la rigidità flessionale ed a taglio dei pannelli è stata ridotta al 50% della corrispondente rigidità dei pannelli non fessurati, introducendo un valore dimezzato dei moduli di elasticità normale e tangenziale.

Gli schemi strutturali per l'ossatura muraria utilizzati ai due piani (calpestio piano primo e copertura) sono riportati in calce al tabulato di calcolo; in essi tutti i pannelli hanno uno spessore pari a 50 cm e sono stati eliminati dal contributo resistente tutti i pannelli con lunghezza minore o uguale a 0,3 volte la loro altezza (luce libera di piano).

Dall'analisi effettuata sono stati desunti i tagli agenti su tutti i pannelli di piano terra ed il relativo sforzo normale, oltre al tagliante di piano in copertura.

Noto il taglio e lo sforzo normale sui pannelli di piano terra è stato possibile effettuare le verifiche allo stato limite ultimo previste dalla normativa: stato limite ultimo per taglio, stato limite ultimo per pressoflessione nel piano del pannello e stato limite ultimo per pressoflessione fuori dal piano (D.M. 14.01.2008 paragrafo 7.8.2).

In particolare: per la verifica allo stato limite per taglio si è confrontato il taglio agente con quello ultimo calcolato con la formula di Turnsek-Cacovic (paragrafo C8.7.1.5 della Circolare recante le Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008); per la verifica allo stato limite ultimo per pressoflessione nel piano del pannello si è confrontato il momento agente, valutato in funzione del taglio agente ($M = T \cdot h/2$ con M momento agente, T taglio agente ed h altezza del pannello), con il momento ultimo calcolato come previsto al paragrafo 7.8.2.2.1 delle norme prima richiamate; per la verifica allo stato limite ultimo per

pressoflessione fuori dal piano si è fatto riferimento in termini di azioni all'effetto sismico "locale" come previsto al paragrafo 7.8.1.5.2 delle norme richiamate, si è considerato il pannello per unità di lunghezza vincolato agli estremi in semplice appoggio e si è quindi calcolato il momento agente effettuando di seguito la verifica a pressoflessione prevista al paragrafo 7.8.2.2.3.

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte ed in particolare le verifiche fuori piano hanno indicato eccentricità assai modeste (le sezioni sono sempre tutte compresse).

Come anticipato, per la verifica dei pannelli di primo piano si è innanzitutto desunto dal tabulato di calcolo il tagliante di piano. Si ricorda che l'orizzontamento di copertura è stato notevolmente irrigidito attraverso distinti interventi: integrazione delle strutture in acciaio delle capriate esistenti con raddoppio delle aste diagonali; realizzazione di due nuove capriate in acciaio di analoga geometria e tipologia strutturale di quelle esistenti, in corrispondenza dei fronti nord ovest e sud est, efficacemente ancorate agli scudi in muratura; realizzazione di nuovi arcarecci in acciaio e di barre di controvento saldate ai correnti superiori delle capriate; realizzazione di strutture di irrigidimento in acciaio, costituite da profili UPN 80 con disposizione a croce, saldati fra gli elementi terminali (correnti e catene) delle capriate, efficacemente ancorate ai paramenti murari interessati dall'appoggio delle capriate medesime.

In particolare, le due nuove capriate parallele a quelle esistenti ed ancorate agli scudi in muratura e le strutture di irrigidimento in acciaio ancorate alla testa delle pareti ortogonali svolgono anche la funzione di efficaci cordoli di irrigidimento. Pertanto, si è ritenuto che la struttura di copertura, nel suo complesso, fosse capace di ripartire il tagliante di piano sui pannelli murari.

Nonostante la sostanziale simmetria della struttura di primo piano si è ritenuto cautelativo amplificare il tagliante di piano (e quindi i suoi effetti) di un'aliquota pari al 10%. Una volta determinato il taglio agente su tutti i pannelli e calcolato su di essi lo sforzo normale agente valutato in funzione dell'effettiva geometria della struttura, si sono effettuate le verifiche allo stato limite ultimo per taglio, allo stato limite ultimo per

pressoflessione nel piano del pannello ed allo stato limite ultimo per pressoflessione fuori dal piano (D.M. 14.01.2008 paragrafo 7.8.2) secondo lo stesso approccio già descritto per i pannelli di primo piano.

Anche in quest'ultimo caso tutte le verifiche sono risultate soddisfatte.

I risultati delle analisi svolte sono esplicitate nel tabulato di calcolo allegato, in calce al quale sono esplicitate per ciascun pannello le verifiche condotte.

8.2 La modellazione della strutture in acciaio a sostegno del piano ammezzato

Le analisi sono state svolte, utilizzando un modello costituito da un sistema spaziale di aste con vincolo incastro allo spiccato.

Valutate ed analizzate le azioni agenti, prescritte dalle norme vigenti, per ciascuna struttura si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni agenti per i casi di carico significativi, ed alla conseguente verifica allo stato limite ultimo oltre che al calcolo delle reazioni vincolari utile per la verifica dell'interazione terreno struttura.

Come può desumersi dai risultati delle verifiche svolte, tutti gli elementi soddisfano le verifiche, fatta eccezione per alcuni montanti allo spiccato.

Si è pertanto ritenuto, al fine di rendere omogenee le strutture in corrispondenza del vincolo con la platea di fondazione, di dover prevedere il rinforzo di tutti i montanti, nella direzione di minore inerzia, e per un'altezza pari a 70 cm, attraverso la realizzazione di piatti di rinforzo di spessore pari a 14 mm saldati in officina; non si riportano per brevità le verifiche svolte allo stato limite ultimo che soddisfano ampiamente le prescrizioni normative.

9. Verifiche locali

Le verifiche locali condotte riguardano gli architravi da realizzare al piano terra in corrispondenza dei vani preesistenti da ampliare.

Tali architravi interessano vani di ampiezza variabile (2,70/3,50 metri) e saranno costituiti da profili HE 140B accoppiati.

La verifica è stata condotta con riferimento all'architrave di maggiore luce, individuato nell'allegato elaborato grafico.

Tale architrave, di luce netta pari a 350 cm è sollecitato dall'azione di un carico con distribuzione triangolare (triangolo equilatero con lato pari alla luce netta) che interessa la porzione di muro ed i carichi ripartiti trasmessi dai solai limitatamente al tratto interessato dal triangolo; tale schema è tradizionalmente utilizzato per il calcolo dell'architrave inserito in una muratura.

In particolare essendo il solaio posto a contatto con l'architrave, deve tenersi debito conto delle azioni trasmesse dagli orizzontamenti afferenti di calpestio del primo impalcato di luce pari a 530 cm e 400 cm.

La verifica è stata condotta nel rispetto delle prescrizioni dettate dal Capitolo 4 del Testo Unico Norme Tecniche delle Costruzioni ed in particolare in termini di resistenza allo SLU (combinazione fondamentale) e di deformabilità allo SLE (combinazione frequente) come meglio di seguito illustrato.

La valutazione del peso proprio degli orizzontamenti è stata analizzata nel precedente capitolo mentre le altre azioni sono state analizzate in relazione ai materiali previsti in progetto ed alla destinazione prevista; pertanto il carico unitario trasmesso può desumersi dalla seguente analisi :

- Peso proprio solai profili INP 400 e mattoni	2,50	kN/m ²
- Azione del carico permanente	1,00	kN/m ²
- Azione variabile Cat. B1 uffici non aperti al pubblico	2,00	kN/m ²

Conseguentemente i carichi trasmessi dagli orissontamenti agenti sull'architrave risultano essere

- Peso proprio : $2,50 \times (5,30+4,00)/2 = 11,63 \text{ kN/m}$
- Azione permanente di lunga durata : $1,00 \times (5,30+4,00)/2 = 4,65 \text{ kN/m}$
- Azione variabile : $2,00 \times (5,30+4,00)/2 = 9,30 \text{ kN/m}$

Per il paramento murario in pietra d'Aspra, con sezione pari a 50 cm, come già riferito, è stato stimato un peso specifico pari a $14,70 \text{ Kn/m}^3$.

Ai fini della verifica allo stato limite ultimo il peso proprio dell'elemento ed i carichi permanenti di lunga durata sono stati amplificati premoltiplicandoli rispettivamente per i coefficienti parziali $\gamma_{g1} = 1,30$ (carichi permanenti) e $\gamma_{g2} = 1,50$ (carichi permanenti di lunga durata) mentre il carico variabile è stato amplificato premoltiplicandolo per il coefficiente $\gamma_{q1} = 1,50$.

In relazione alla sezione muraria pari a 50 cm, l'architrave si è ritenuto adeguato, come riferito, prevedere l'architrave costituito da una coppia di profili HE 140B in acciaio tipo S275J e pertanto le caratteristiche fisico meccaniche risultano essere le seguenti :

- peso proprio $q_p = 0,337 \text{ kN/m}$
- modulo di resistenza principale $W_{xx} = 431,2 \text{ cm}^3$
- momento di inerzia principale $J_{xx} = 3018 \text{ cm}^4$
- acciaio tipo S275 $f_{yk} = 27,5 \text{ kN/cm}^2$

Utilizzando lo schema di carico triangolare, per la suddetta verifica le azioni sono state pertanto incrementate secondo le richiamate prescrizioni contenute nel Capitolo 4 e pertanto :

- Peso proprio (coppia profili HE 140B) : $0,337 \times 1,30 \text{ kN/m} = 0,44 \text{ kN/m}$
- Peso specifico muratura : $14,70 \times 1,30 \text{ kNm}^3 = 19,11 \text{ kN/m}^3$

- Azioni trasmesse dagli orizzontamenti :

- Azioni permanenti (propri solai) : $11,63 \times 1,30 \text{ kN/m} = 15,12 \text{ kN/m}$

- Azioni lunga durata (sovrastuttura) : $4,65 \times 1,50 \text{ kN/m} = 6,98 \text{ kN/m}$

- Azioni variabili (Categoria B1 Uffici) : $9,30 \times 1,50 \text{ kN/m} = \underline{13,95 \text{ kN/m}}$

Azione complessiva su architrave = $36,05 \text{ kN/m}$

Le sollecitazioni massime trasmesse, conseguenti all'azione distribuita $q=5676,34 \text{ kg/ml}$, come risulta dal foglio di calcolo allegato risultano essere rispettivamente :

$$M = 9582,82 \text{ kNcm}$$

$$T = 9498,97 \text{ kN}$$

Il momento limite per la sezione dell'architrave costituita dalla coppia di profili HE 140B vale:

$$M_{lim} = f_{yk} \times W / \gamma_m = 27,50 \times 431,20 / 1,05 = 11293,33 \text{ kNcm}$$

con $\gamma_m = 1,05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4; pertanto essendo il valore del momento limite ampiamente maggiore del momento agente sull'architrave la verifica risulta soddisfatta.

La verifica è stata condotta, con esito soddisfacente, anche in termini di deformabilità; in particolare al fine di verificare il rispetto delle prescrizioni che impongono per l'architrave un limite accettabile per lo spostamento verticale pari ad $1/250$ della luce netta ($350/250 = 1,40 \text{ cm}$), si è proceduto al calcolo della azione distribuita limite, imponendo il valore limite della deformabilità come sopra determinata pervenendo al valore :

$$q = f \times (E \times J_{xx}) \times 384 / (5 \times l^4) = 1,40 \times (20.600 \times 3.018) \times 384 / (5 \times 350^4) =$$

$$= 0,44560 \text{ kN/cm} = 4456 \text{ kg/ml}$$

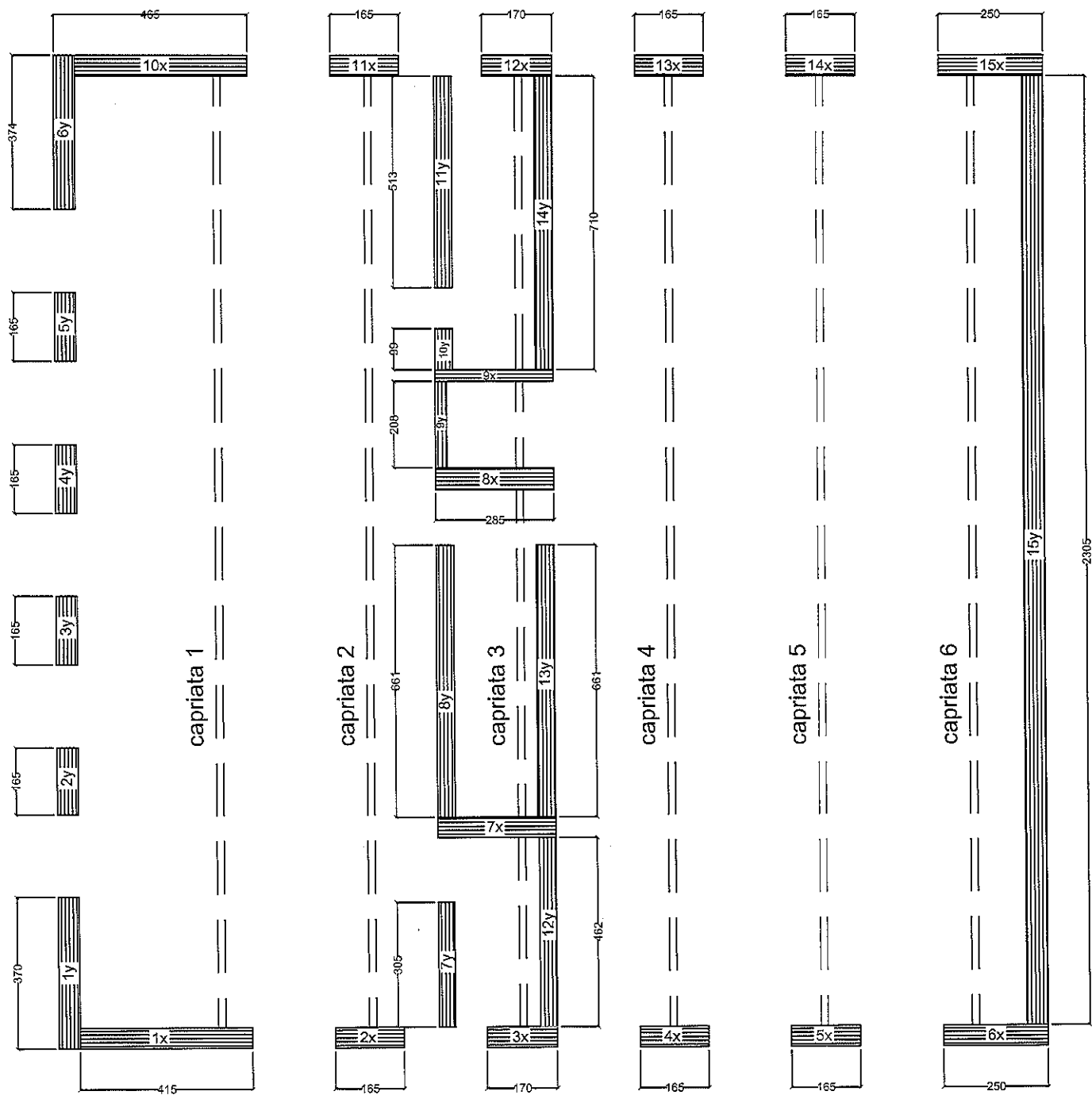
La conseguente verifica deve essere condotta in esercizio per la combinazione rara e pertanto i valori delle azioni permanenti (pesi propri), di quelle di lunga durata (sovrastuttura) ed, infine, delle azioni variabili (Categoria B1 Uffici) devono essere premoltiplicati tutti per i coefficienti parziali $\gamma = 1,00$.

Utilizzando, ancora, lo schema di carico triangolare, per la suddetta verifica le azioni non vengono incrementate secondo le richiamate prescrizioni contenute nel Capitolo 4 e pertanto :

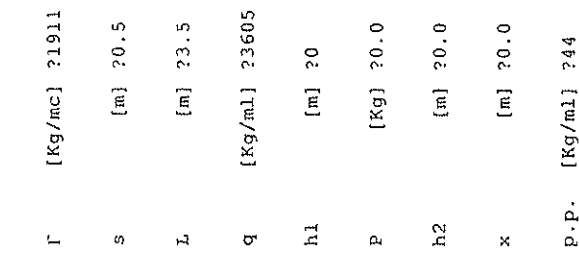
- Peso proprio (coppia profili HE 140B) :	0,337 kN/m	=	0,337 kN/m
- Peso specifico muratura :	14,70 kN/m ³	=	14,70 kN/m ³
- Azioni trasmesse dagli orizzontamenti :			
- Azioni permanenti (propri solai) :	11,63 kN/m	=	11,63 kN/m
- Azioni lunga durata (sovrastuttura) :	4,65 kN/m	=	4,65 kN/m
- Azioni variabili (Categoria B1 Uffici) :	9,30 kN/m	=	<u>9,30 kN/m</u>
Azione complessiva su architrave		=	25,58 kN/m

Le sollecitazioni massime trasmesse, sono conseguenti all'azione distribuita $q=4151,34$ kg/ml che risulta inferiore a quella ottenuta imponendo il valore limite della freccia e pertanto la verifica risulta soddisfatta anche in termini di deformabilità.

modello struttura esistente secondo impalcato (spessore pannelli 30 / 50 cm)

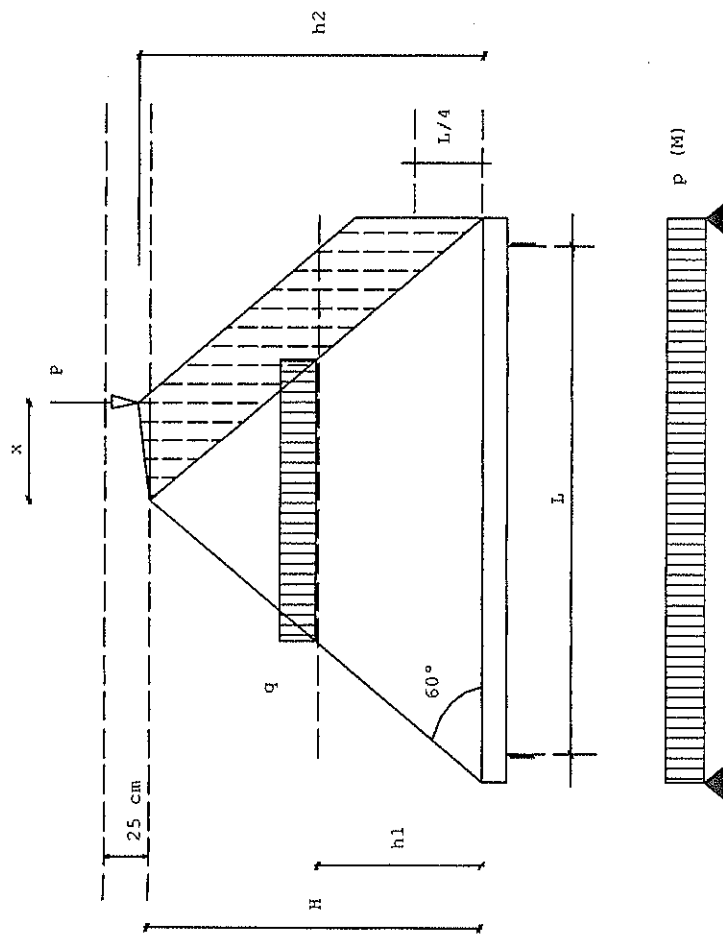


CALCOLO DELL'ARCHITRAVE



H	[m]	=3.18
p	[Kg/ml]	=5676.34
M	[Kgm]	=9582.82
T	[Kg]	=9498.97

CALCOLO DELL'ARCHITRAVE



Γ	[Kg/mc]	1470
s	[m]	0.50
L	[m]	3.50
q	[Kg/ml]	22558
$h1$	[m]	0.0
p	[Kg]	0.0
$h2$	[m]	0.0
x	[m]	0.0
$p.p.$	[Kg/ml]	33.70
H	[m]	3.18
p	[M]	4151.20
M	[Kgm]	7008.06
T	[Kg]	6911.43

