

HAVÁRIE STŘECHY KOTELNY ELEKTRÁRNY OPATOVICE NAD LABEM

Havárie v Opatovické elektrárně znamenala úplnou destrukci střechy kotelny. Katastrofa se stala na začátku listopadu 2002 v průběhu topného období. Měla za následek výpadek dodávky tepla pro široké okolí Hradce Králové a Pardubic a ovlivnila život několika set tisíc obyvatel. Současně s intenzivní činností na přípravě náhradního energetického zdroje a odklizením trosků v elektrárně probíhaly práce na zjištění příčin havárie.

Konstrukce Elektrárny Opatovice pochází z roku 1957. Statický systém ocelové konstrukce haly kotelny (rozměry 186,9 x 27,5 m, výška uložení vazníků 45,3 m) je tvořen příčnými tuhými rámovými vazbami s vertikálními sloupy, mezi nimiž jsou příhradové vazníky o rozpětí 27,5 m. Vazby jsou mezi sebou vzdáleny 7,5 m, u štítových stěn (jižní řada 1 a severní řada 25) jsou pole s roztečí 3 m a u řady 17 je dilatační pole o šířce 0,9 m. Dilatace je řešena klasicky zdvojením konstrukce vč. sloupů. V hale je rozmístěno 6 kotlů se samostatnou, na hale nezávislou konstrukcí. Na vaznicích byly uloženy plnostěnné vaznice, nesoucí krytinu z železobetonových panelů, vrstvou vyrovnávacího betonu a hydroizolacími. Střešní panely byly v průběhu doby několikrát posuzovány a byly podchyceny vzhledem k jejich nevhodující únosnosti.

PŘED HAVÁRIÍ, JEJÍ PRŮBĚH

Na podzim roku 2002 na kotelně probíhala rekonstrukce části střešního pláště. Ta spočívala v odstranění nenosných vrstev střešního pláště a v jejich náhradě novými, dle technické dokumentace lehčími vrstvami. Ve dnech před havárií byl opravován střešní plášť na světlíku, tj. cca na pětíně půdorysu střechy.

V sobotu 9. 11. 2002 byla rekonstrukce střešního pláště na světlíku již téměř hotova. Ráno foukal vítr o rychlosti 10 – 15 m/s při zemi a padal sníh s deštěm. Sníh se však na střeše vlivem pronikajícího tepla neudržel a tál. Průběh rekonstrukčních prací byl monitorován dvěma videokamerami, ty však vysadily současně asi 2 hodiny před havárií. K destrukci došlo náhle během 10 vteřin, bez předchozího varování. V ranních hodinách (6:39) dne 9. 11. 2002 došlo k náhlému zřícení celé střešní konstrukce kotelny. V době zřícení střechy naštěstí nebyli na střeše ani v hale žádní pracovníci.

DOKUMENTACE KONSTRUKCE KOTELNY

Byla zachována pouze část původní dokumentace nosné konstrukce střechy z roku 1957. Původní statický výpočet nebyl nalezen. Technický projekt byl částečně dochován pouze pro stavební část. Technický projekt vlastní ocelové konstrukce nebyl nalezen. Dílenské výkresy ocelové konstrukce byly zachovány pouze některé, špatně čitelné, nebyla zachována montážní schémata. Bylo zjištěno, že vaznice byly v projektu předpokládány ve dvou možných variantách, a to jednak jako spojitě plnostěnné nosníky z válcovaných I profilů o dvou polích rozpětí 7,5 m, jednak jako prosté příhradové nosníky na rozpětí 7,5 m. Rozhodnutí o skutečném provedení bylo ponecháno na dodavateli ocelové kon-

strukce. Skutečně provedeny byly plnostěnné spojitě vaznice. V době vzniku konstrukce byla používána pro navrhování metodika dovolených namáhání, která byla stanovena z meze kluzu použité oceli.

Hlavním nosným prvkem střešní konstrukce byly příhradové vazníky o rozpětí 27,5 m, výšce uprostřed rozpětí 3,4 m, s přímým spodním pasem a s horním pasem ve sklonu 5 %. Příhradové vazníky měly horní a dolní pas ze svařeného T profilu. Každý styčník příhradoviny byl vložen mezi pasy a přivařen tupými svary k pasům. První tažená diagonála byla provedena ze dvojice U profilů, první tlačena diagonála ze svařovaného H profilu. Ostatní diagonály a svíslce byly provedeny jako členené pruty ze dvou úhelníků. Příhradové vazníky měly různé profily v poli a v sousedství dilatace. Na vaznicích byla uložena ve střední části rámová konstrukce světlíku. Svařovaná konstrukce vazníku odpovídala způsobu moderních ocelových konstrukcí v době vzniku.



Obr. 1 – Kotelna EOP po havárii – celkový pohled.

Vaznice podporovaly střešní plášť, jehož hlavním nosným prvkem byly železobetonové panely. Na konstrukci střechy byly použity střešní panely dvojího typu – dutinové o rozměrech 3 000 x 1 500 x 150 mm a panely žebírkové o rozměrech 3 000 x 1 500 x 150 mm. Z dostupných podkladů lze usoudit, že projektová dokumentace pro střešní plášť předpokládala použití dutinových panelů, vyrovnávací vrstvu cementového potěru a hydroizolační vrstvy.

ŽELEZOBETONOVÉ A NENOSNÉ KONSTRUKCE STŘECHY

Původní technická zpráva pro ocelové konstrukce v popisu střechy uvádí skladbu: prefabrikované železobetonové desky panelové tl. 15 cm, vylehčené otvory + cementový potěr + spec. lepenková krytina. Taková skladba by měla plošnou hmotnost cca 2,46 kN/m². Vlastní tíha původního střešního pláště na žebírkových panelech by byla (včetně 20 mm cementového potěru a hydroizolace) 2,08 kN/m². Podle četných sond, provedených před havárií, byla na dutinových



Pavel Haša

panelech pouze hydroizolace o různých tloušťkách, zatímco na panelech žebírkových se nacházely vedle hydroizolace betonové vrstvy o různé tloušťce a různé objemové hmotnosti (tloušťka betonu cca 100 mm, objemová hmotnost až 1 800 kg/m³). Zatížení střešním pláštěm na žebírkových panelech tak bylo zvýšeno na hodnotu 3,19 – 3,39 kN/m². U dutinových panelů mezi řadami 1 až 13 nebyl zjištěn na troskách žádný významný potěr pod vodotěsnou izolací, bylo však zjištěno částečné vyplnění dutin závlivovým betonem. Bylo proto dále možno uvažovat s zatížením 2,46 kN/m² až 2,60 kN/m². Nadbetonované vrstvy na žebírkových panelech byly s vysokou pravděpodobností původní z doby výstavby. Důvod jejich aplikace není jasný, pravděpodobně šlo o nepodařený pokus o tepelnou izolaci lehkým betonem.

POUŽITÉ MATERIÁLY, VÝROBA A MONTÁŽ

Technická zpráva uvádí, že „konstrukce je navržena z oceli 10 370, jeřábové dráhy a rámy z oceli 10 373, jeřábové kolejnice jsou z oceli 11 523 a bunkry z oceli 10 373“. Na havarované konstrukci bylo odebráno 10 vzorků oceli, vesměs z dolního nebo horního pasu vazníků. Na vzorcích byla provedena



Obr. 2 – Kotelna EOP po havárii – nahromaděné trosky.

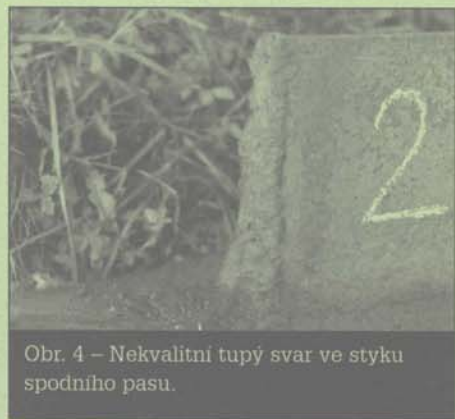


Obr. 3 – Ocelová konstrukce, zachycena na konstrukci schodiště.

tahová zkouška oceli, rozbor chemického složení oceli a na čtyřech vzorcích též zkouška vrubové houževnatosti. Vzorky byly odebrány z částí konstrukce, pádem minimálně deformovaných. Hodnoty meze kluzu, které mají pro dimenzování konstrukce rozhodující význam, jsou značné variabilní – pohybují se od 223 MPa do 330 MPa, což zhruba odpovídá hodnotám, platným pro ocel 10 370, resp. 10 373.

Výroba ocelové konstrukce odpovídá zvyklostem, obvyklým v době vzniku konstrukce. Byla to doba, kdy kontrola kvality produkce byla na minimální úrovni. Svědčí o tom značná nevyrovnanost kvality výroby – svary na jedné straně nosníku jsou dobré, na druhé velmi špatné. Na konstrukci střechy kotelny jsou následky této praxe projevy v těchto vadách:

- neprovedené úkopy u tupých svarů, do kořene tupého svaru vloženy kusy cizorodého materiálu, tam, kde to takzvané „nevyšlo“, neprovařené kořeny tupých svarů – svar má charakter povlaku svarového kovu po povrchu materiálu,



Obr. 4 – Nekvalitní tupý svar ve styku spodního pasu.

- chybějící kusy svarů jak u tupých svarů, tak i u svarů koutových, minimální rozměry koutových svarů, neodpovídající výkresům,
- technologicky nesprávně provedené svary, kdy vlivem špatné technologie došlo ke zkřehnutí materiálu a následně ke křehkému lomu,
- náhrady materiálů jinými právě dostupnými profily,
- montážní svary pasů, prováděné v zimě bez předehřevu.

V rámci metalografického rozboru byla provedena tahová zkouška vzorku svaru dolního pasu (obr. 8). Při této zkoušce byla zjištěna mez pevnosti svařovaného spoje 177 MPa, což je asi 58 % pevnosti, předpokládané tehdy platnou návrhovou normou. (obr. 4, obr. 5). Lze konstatovat, že ocelová konstrukce byla vyrobena na velmi nízké odborné úrovni. Vady byly koncentrovány u rozhodujících nosných prvků (tažené pasy vazníků, kde svařované spoje jsou vždy dva v každém styčnicku, tj. ve vzdálenostech tři metry). Jednalo se o vady obtížně vizuálně zjištělné a jejich existenci můžeme označit jako vady skryté.

STATICKÝ PŘEPOČET KONSTRUKCE KOTELNY

Pro přepočítání konstrukce střechy byly použity různé výpočetní modely a různé výpočetní programy. Výpočet vnitřních sil byl proveden pro skutečně působící stálá zatížení a zatížení nahodilé, působící na střeše v době havárie. Hodnoty zatížení byly při přepočtu použity se součiniteli spolehlivosti, rovnými 1,0, vzhledem k jejich laboratornímu ověření z odebraných vzorků.

Jeden posudek použil prostorový výpočetní model; výpočet byl proveden programem FEAT, vyhodnocení bylo provedeno jak podle současně platných norem, tak podle norem platných v době vzniku konstrukce. Druhý znalecký posudek řešil model rovinného příhradového vazníku programem IDANEXIS. Model vazníku byl uvažován s ohybově tuhými pásy a kloubově připojenými mezipásovými pruty. Bylo uvažováno řešení lineární a vzhledem k rozpětí vazníku i řešení geometricky nelineární. Při výpočtu sil na prostorovém modelu pouze od stálého normového zatížení (tj. zatížení, kterému konstrukce skutečně v okamžiku havárie vzdorovala) na části střechy, zatížené žebírkovými panely, byla dosažena následující úroveň napjatosti:

- horní pas – 245,30 MPa resp. 208,36 MPa (s vlivem ohybu pasů o cca 8 MPa více),
- dolní pas 218,77 MPa (s vlivem ohybu pasů o cca 7,5 MPa více),
- první tažená diagonála 213,16 MPa,
- první tlačena diagonála 219,59 MPa.

Dvě hodnoty napětí, uváděné u horního pasu, jsou hodnoty pro dvě změřené

dimenze (tloušťky) plechu horního pasu (12, resp. 15 mm). Prostorový model dovolil respektovat nárůst reakce spojitě vaznice pod střední podporou. Rovinný model středního vazníku v posudku byl počítán pro tři zatěžovací kombinace. Výsledky přepočtu na modelu rovinného vazníku s uvažováním lineárního a geometricky nelineárního působení dle posudku jsou uvedeny v tabulce č. 1. Přípoj vazníku ke sloupu byl v úrovni horního pasu vazníku proveden s čelní deskou se šrouby, namáhanými smykem a tahem. Přípoj byl tvořen deseti hrubými šrouby M24. Tento přípoj se více blíží vetknutí než prostému podepření vazníku, což bylo uvažováno ve výpočetním modelu. Vliv tohoto efektu na napjatost vazníku je vzhledem k tuhosti podpůrné konstrukce bezvýznamný, vzniklý ohybový moment se projevuje pouze u prvního prutu horního pasu.



Obr. 5 – Minimální koutový svar ve styku spodního pasu.

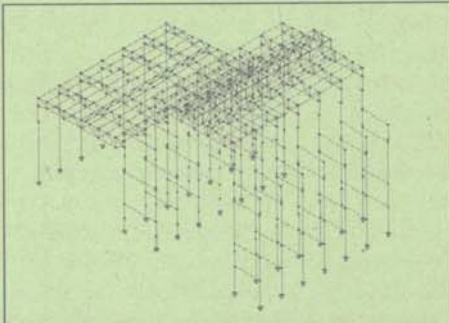
Při zatížení konstrukce, které na ni působilo během její existence a při němž došlo k havárii, byl však přípoj blízko hranice skutečné únosnosti.

Uvedená napětí podle obou výpočetních modelů jsou blízko meze kluzu materiálu (min. 223 MPa), v rozhodujících průřezech tuto mez kluzu dokonce překračují. V rozhodujících průřezech dolního pasu je dokonce výrazně překročena mez pevnosti svarového spoje (177 MPa, obr. 8). Rovněž přípoje vazníků ke sloupu byly blízko hranice únosnosti po celou dobu existence konstrukce. Konstrukce střechy měla po celou dobu existence výrazně nižší spolehlivost než je předepsáno. Napjatost byla v řadě rozhodujících míst nad mezí kluzu oceli a blížila se mezi pevností použité oceli. Víceméně rovnoměrně byly přetíženy všechny vazníky včetně vazníku dilatačního. Úroveň napjatosti je ve všech prutech vazníku podobná. Byly přetíženy nejen všechny vazníky, ale i všechny konstrukční prvky všech vazníků.

Příhradová konstrukce ovšem svoje přetížení vizuálně nesignalizuje výrazným nárůstem deformace jako konstrukce ploskostenná, nárůst deformace je malý a případný kolaps náhlý. Z tohoto důvodu nemohl být

Tabulka č. 1 – Procentní překročení napjatosti v nejvíce namáhaných prutech, tj. v horních pasech a v první tlačené diagonále

Metoda řešení	Lineární			Nelineární		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Kombinace zatížení						
% překročení teoret. meze kluzu	1–24 %	1–26 %	18–38 %	1–23 %	18–37 %	19–43 %



Obr. 6 – Prostor. výpočetní model pro FEAT



Obr. 7 – Houževnatý lom šroubů v přípoji vazníku.

pravý stav konstrukce bez přepočtu odhalen. Maximální vypočtený průhyb vazníků je cca 50 mm. Po celou dobu existence konstrukce nebyla s největší pravděpodobností zatížena sněhem – sniž vždy vlivem tepla zespodu roztál, případné odstávky zařízení se konaly v létě. Normy zatížení, platné v 60. a 70. letech, umožňovaly pro horké provozy redukcí zatížení sněhem.

Montážní zatížení při rekonstrukci střešního pláště způsobilo v konstrukci vazníku přibližně toto zvýšení napjatosti:

- horní pas 2,25 MPa,
- dolní pas 2,11 MPa.

Tato napětí jsou výrazně nižší než napětí, způsobená případným užitným zatížením střechy. V případě, že by střecha kotelny byla správně navržena, byl by účinek montážního zatížení bezvýznamný. Při přepočtu podle současně platných norem byla věnována pozornost teplotním vlivům. Bylo zkoumáno ohřátí vazníku o 30 °C, dále pak ohřátí vnitřních sloupů a vazníků o 30 °C. Vliv těchto efektů na napjatost vazníku je vzhledem k tuhosti podpůrné konstrukce bezvýznamný.

ZÁVĚR

Z přepočtů konstrukce, průzkumu trosek a materiálů vyplývají skutečnosti, které měly přímý vliv na havárii:

- konstrukce byla výrazně přetížená existujícím stálým zatížením po celou dobu životnosti,
 - úroveň přetížení byla přibližně stejná pro všechny rozhodující nosné prvky, takže při kolapsu jednoho vazníku nemohlo dojít k přerozdělení zatížení na jiné, méně zatížené prvky,
 - konstrukce byla vyrobena ze závažnými skrytými výrobními vadami. Tyto vady nemohly být vizuálně odhaleny ani na čisté konstrukci, natož na konstrukci v kotelně elektrárny,
 - skryté výrobní vady byly takového charakteru, že v některých svarových spojích bylo již při působícím stálém zatížení dosaženo meze pevnosti materiálu,
 - z hlediska dnešních i dřívějších požadavků na spolehlivost byla konstrukce nedostatečně dimenzována od samého počátku existence (s respektováním možných úlev na nahodilém zatížení by napjatost hlavních prvků byla mírně nad tehdejšími dovolenými namáháními),
 - střešní konstrukce byla v dilataci propojena silnými konstrukčními prvky s oválnými otvory. V okamžiku havárie však došlo k velkým deformacím a oválné otvory v dilataci přestaly plnit svou roli. Tímto způsobem mohl řetězový efekt havárie přejít i přes dilatační spáru,
 - v době havárie bylo na střeše montážní zatížení, způsobující zanedbatelný nárůst napjatosti,
 - zatížení zařízením mobilního operátora způsobilo nárůst napjatosti o cca 0,5 %.
- Obě uvedená přetížení by u správně navržené a vyrobené konstrukce byla bezvýznamná. Pokud by konstrukce byla správně a kvalitně vyrobena, pravděpodobně by i nadále existovala. Havárie střešní konstrukce kotelny Elektrárny Opatovice má tedy více příčin, které se současně vyskytly v několika kritických místech. Rozhodující příčiny jsou tyto:
- výrazné přetížení konstrukce po celou dobu existence,
 - velmi špatně provedené svarové styky vazníků, které byly kritickými místy konstrukce,
 - poddimenzovaný návrh rozměrů konstrukce.
- Nelze vyloučit obdobnou situaci ani u jiných starších konstrukcí. Je vhodné provádět zevrubnou kontrolu a přepočty i u konstrukcí, které existují dlouhou dobu a zdají se být v pořádku. Jak se ukazuje, ani dlouholetá existence konstrukce není zárukou její vyhovující spolehlivosti a neznamená vyloučení možnosti náhlé havárie.

Pavel Háša, Leoš Jerábek, EXCON a. s.,
Bohuslav Rosenkranz, Kooperativa pojišťovna,
Milan Vašek, Stavební fakulta ČVUT v Praze

Foto: Pavel Háša, EXCON a. s.

ZVU Chemie a.s.
Materiálová zkušebna
Kampelíkova 758/4 P.O. Box 588
501 01 Hradec Králové

Číslo protokolu:	30 / 03
Strana:	1 z 3
Datum:	22. 1. 2003

Zákazník:	EXCON a. s. Praha	Datum přijetí vzorku:	16. 1. 2003
		Datum provedení zkoušek:	21. 1. 2003
		Předmět zkoušení:	prasklý plech 10 mm ve svarovém spoji
Objednávka číslo: ze dne:	OP 10-2003/006 14. 1. 2003	Zkušební specifikace:	
		Zkušební předpisy:	CSN EN 1321

VÝSLEDKY METALOGRAFICKÝCH ZKOUŠEK KONTROLNÍCH SVAROVÝCH SPOJŮ

Označení vzorku: 30M
Orientace vzorku: příčný řez
Laptadlo: Nitál
Zvětšení: 1:1
Negativ číslo: M 1374



Makrostruktura svarového spoje:

Svar proveden vložením a jednostranným přivařením čtyřhranné tyče (cca 9x9 mm);
oboustranný závar cca 2 a 3 mm.
Prasklina vychází z mezery, která se vyskytuje mezi základním materiálem plechu a vloženou tyčí.

	Jméno - funkce:	Datum:
Zkoušel:	Česák	22.1.2003
Schválil:	Záboj	22.1.2003



Prohlášení: Výsledky se týkají pouze zkušebního plátna.
Bez písemného souhlasu zkušebny se nesmí protokol reprodukovat jinak než celý.

Obr. 8 – Tupý svar spodního pasu – metalografický rozbor.